



MOVIMENTAÇÃO AXIAL E LATERAL DE DUTOS COM CONTROLE DE FORÇA VERTICAL

Juliana Pessin

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadores: Márcio de Souza Soares de Almeida
Fernando Saboya Albuquerque Júnior

Rio de Janeiro

Abril de 2017

MOVIMENTAÇÃO AXIAL E LATERAL DE DUTOS COM CONTROLE DE
FORÇA VERTICAL

Juliana Pessin

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA
(COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE
DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE
EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida, Ph.D.

Prof. Fernando Saboya Albuquerque Júnior, D.Sc.

Prof.^a Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha, D.Sc.

Dr. José Renato Moreira da Silva de Oliveira, D.Sc.

Prof.^a Maria Cascão Ferreira de Almeida, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

ABRIL DE 2017

Pessin, Juliana

Movimentação Axial e Lateral de Dutos com Controle de Força Vertical/ Juliana Pessin. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2017.

XVII, 103 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Márcio de Souza Soares de Almeida

Fernando Saboya Albuquerque Júnior

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2017.

Referências Bibliográficas: p. 76-81.

1. Interação solo-duto. 2. Modelagem Centrífuga. 3. *Touchdown Point*. I. Almeida, Márcio de Souza Soares de *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

*À estrela Marisa, mestre na arte da
simplicidade e do amor*

AGRADECIMENTOS

À Deus, por iluminar meus caminhos.

À minha família, por apoiar minhas decisões e possibilitar que eu caminhe à luz de minhas escolhas.

Ao meu orientador Márcio Almeida, pela oportunidade de desenvolver este trabalho. Pela dedicação às minhas atividades, apoio, confiança e inspiração profissional.

Ao meu orientador Fernando Saboya, por ter aceitado o convite para orientar esta dissertação e pelas importantes contribuições.

Ao professor Sérgio Tibana e à equipe da centrífuga da UENF, pelas contribuições e disposição.

Ao Paulo Dias, professor e amigo, pelo incentivo e confiança.

Ao José Renato Oliveira, pelo aprendizado e incentivo.

Aos membros da banca, por terem aceitado o convite para examinar este trabalho.

Aos professores do PEC/COPPE pelo acolhimento e enriquecimento proporcionado durante o período de disciplinas.

Ao Samuel Mollepaza, Mário Nacinovic, Fernando Abreu e Cid Dieguez que tanto contribuíram à fase experimental; ao Raphael Messias pelo apoio com as figuras e a todos do LabGeo que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho.

Ao Pablo Trejo, que mesmo à distância me prestou esclarecimentos.

Aos amigos que conheci durante o mestrado, pelos momentos de descontração, acolhimento e amizade. Agradeço também aqueles, que mesmo à distância, em muitos momentos alegraram meu coração.

Às companheiras de república, pelo acolhimento durante minha estadia no Rio.

A todos que passaram por mim e de alguma forma contribuíram para meu crescimento.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

MOVIMENTAÇÃO AXIAL E LATERAL DE DUTOS COM CONTROLE DE FORÇA VERTICAL

Juliana Pessin

Abril/2017

Orientadores: Márcio de Souza Soares de Almeida
Fernando Saboya Albuquerque Júnior

Programa: Engenharia Civil

A interação solo-duto submarino agrega incertezas e dificuldades que estimulam a realização de estudos que proporcionem resultados cada vez mais precisos e realistas, visando economia, segurança e o bom desempenho das linhas de dutos. Este estudo aborda uma análise da interação cíclica solo-duto nas direções axiais e laterais, por meio de modelagem centrífuga. Um sistema de carga vertical controlada foi especialmente projetado para simular diferentes pesos de duto durante a movimentação cíclica, a fim de conferir maior realismo ao fenômeno de interação. O leito marinho foi simplificado por um solo artificial silto-argiloso feito de caulim, que apresentou boa concordância com valores obtidos *in situ*. Os modelos de dutos foram dimensionados de modo a reproduzir protótipos de 0,5 m de diâmetro, sendo os registros de força e deslocamento realizados por meio de instrumentação adequada. Foram realizados 12 ensaios de interação axial e 4 ensaios de interação lateral. Os resultados apresentados neste trabalho se propõem a contribuir para o avanço na compreensão do fenômeno de interação solo-duto.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

AXIAL AND LATERAL PIPE MOVEMENT WITH VERTICAL FORCE CONTROL

Juliana Pessin

April/2017

Advisors: Márcio de Souza Soares de Almeida

Fernando Saboya Albuquerque Júnior

Department: Civil Engineering

The pipe-soil interaction has a number of uncertainties which stimulate studies and realistic results aiming for economy, safety and good performance of the pipelines. This study addresses cyclic pipe-soil interaction in the axial and lateral directions, through centrifuge modeling. In order to give more realism to the interaction phenomenon, a controlled loading system was specially designed to simulate different pipe weights during the cyclic movement. The seabed was simplified by an artificial clayey soil made of kaolin, which showed good agreement with values obtained in situ. The pipeline models were designed to reproduce prototypes of 0.5 m in diameter, and the force and displacement registers were performed by means of adequate instrumentation. A total of 12 axial interaction tests and 4 lateral interaction tests were performed. The results presented in this work intend to contribute to advance the understanding of the pipe-soil interaction phenomenon.

SUMÁRIO

Capítulo 1 - Introdução.....	1
1.1. Objetivos.....	2
1.2. Organização da dissertação.....	2
Capítulo 2 - Revisão Bibliográfica	4
2.1. Risers	4
2.2. Interação solo-duto	5
2.2.1. Enterramento	6
2.2.2. Fator de atrito	7
2.3. Interação axial.....	9
2.3.1. Métodos para avaliação da resistência axial solo-duto	12
2.3.2. Fator de atrito axial	13
2.4. Interação lateral.....	14
2.4.1. Avaliação da resistência lateral	18
2.4.1.1. Resistência <i>breakout</i>	18
2.4.1.2. Resistência de berma	19
2.4.2. Superfícies de escoamento	19
2.5. Modelagem centrífuga	21
Capítulo 3 - Materiais e Métodos	25
3.1. Caracterização do solo	25
3.2. Sistema de carga vertical controlada.....	25
3.3. Tratamento de sinais	26
3.4. Definição do peso do duto	27
3.5. Equipamentos e instrumentação	28
3.5.1. Centrífuga de braço	28
3.5.2. Células de carga	30
3.5.3. Transdutor de poro pressão	31

3.5.4. Transdutor de deslocamento.....	31
3.5.5. Duto para ensaio de interação axial.....	32
3.5.6. Duto para ensaio de interação lateral	34
3.6. Fases do ensaio e procedimentos	34
3.6.1. Adensamento	34
3.6.2. Ensaio T-bar	38
3.6.3. Interação solo-duto.....	40
3.7. Comentários finais	44
Capítulo 4 - Apresentação e Análise dos Resultados	45
4.1. Ensaaios T-bar	45
4.1.1. Avaliação da resistência não drenada em função da história de tensões	45
4.1.2. Comparação com resultados de outros autores	47
4.2. Ensaaios de interação axial.....	48
4.2.1. Enterramento	51
4.2.2. Fator de atrito axial, A/V	53
4.2.3. Fator de atrito axial cíclico.....	55
4.2.4. Resistência normalizada axial	57
4.3. Ensaaios de interação lateral.....	59
4.3.1. Enterramento	61
4.3.2. Fator de atrito lateral, H/V	62
4.3.3. Fator de atrito lateral cíclico.....	64
4.3.4. Força lateral <i>breakout</i>	64
4.3.5. Resistência de berma.....	65
4.3.6. Efeitos na resistência lateral devido à formação de bermas	66
4.4. Fator de atrito axial a/v e lateral h/v	69
4.5. Superfície de escoamento	70
Capítulo 5 - Conclusões e sugestões para pesquisas futuras	73

5.1. Conclusões	73
5.2. Recomendações para pesquisas futuras	74
REFERÊNCIAS	76
ANEXO A – Ensaio de interação axial.....	82
ANEXO B – Ensaio de interação lateral.....	89
ANEXO C – Fatores de atrito axiais A/V com o deslocamento axial normalizado u/D . 92	
ANEXO D – Ensaio de interação axial - areia.....	98
ANEXO E – Ensaio de interação lateral - areia.....	102

Lista de Figuras

Figura 2.1. Problema de interação do <i>riser</i> com o leito marinho (modificado de BRIDGE, 2005).	4
Figura 2.2. Direções de movimentação do duto.	5
Figura 2.3. Enterramento – notação (modificado de BRUTON <i>et al.</i> , 2007).	6
Figura 2.4. Ruptura teórica para (a) fundações superficiais e (b) dutos (modificado de WHITE e CHEUK, 2008).	8
Figura 2.5. Resposta axial solo-duto (WHITE <i>et al.</i> , 2011).	11
Figura 2.6. Notação para um duto parcialmente enterrado (RANDOLPH e GOURVENEC, 2011).	13
Figura 2.7. Ensaio de interação axiais <i>in situ</i> típicos realizados com o sistema <i>Fugro SMARTPIPE®</i> (BRUTON <i>et al.</i> , 2009).	14
Figura 2.8. Flambagem lateral – imagem de sonar (BRUTON <i>et al.</i> , 2008).	15
Figura 2.9. Resposta lateral força vs deslocamento (modificado de BRUTON <i>et al.</i> , 2007).	16
Figura 2.10. Comportamento de dutos (a) ‘leves’ e (b) ‘pesados’ (BRUTON <i>et al.</i> , 2009).	17
Figura 2.11. Superfícies para dutos parcialmente enterrados sob carregamentos combinados (modificado de LEE <i>et al.</i> , 2011).	21
Figura 2.12. Comparação da variação de tensões com a profundidade do modelo e protótipo (TAYLOR, 1995).	23
Figura 3.1. Resultado de forças verticais (a) não tratado e (b) tratado.	27
Figura 3.2. Centrífuga de braço da COPPE (ALMEIDA <i>et al.</i> , 2014).	29
Figura 3.3. Sistema de aquisição de dados (TREJO, 2015).	29
Figura 3.4. Componentes da centrífuga: (a) caixa e (b) atuador (TREJO, 2015).	30
Figura 3.5. Célula de carga (a) vertical e (b) horizontal.	31
Figura 3.6. Detalhe do transdutor de poro pressão.	31
Figura 3.7. Transdutor de deslocamento.	32
Figura 3.8. Duto axial montado.	32
Figura 3.9. Conexões do duto axial.	33
Figura 3.10. Duto axial ‘antigo’.	33
Figura 3.11. Duto lateral com instrumentação.	34

Figura 3.12. Procedimentos para a realização do adensamento: a) homogeneização da mistura de caulim e água; b) preparo da caixa de ensaio com geotêxtil e instalação do transdutor de poro pressão; c) solo depositado na caixa pela técnica de grumos; d) nivelamento da superfície; e) controle da altura da camada de solo; f) inserção da sobrecarga; g) montagem com o transdutor de deslocamento e inserção da caixa na centrífuga.	36
Figura 3.13. Tensão vertical efetiva vs. profundidade no modelo centrífugo para o (a) perfil 1 e (b) perfil 2.	37
Figura 3.14. Razão de sobreadensamento do modelo centrífugo ao longo da profundidade para os dois perfis.....	37
Figura 3.15. Penetrômetro T-bar com célula vertical.....	38
Figura 3.16. Curvas <i>Backbone</i> segundo diversos autores (TREJO, 2015).....	39
Figura 3.17. Perfil de resistência não drenada da argila para (a) perfil 1 e (b) perfil 2..	40
Figura 3.18. Resposta típica da interação solo-duto: (a) início da aquisição até estabilização das acelerações, e (b) imposição do peso do duto até fim da atuação cíclica.....	42
Figura 4.1. Gráfico $\log (S_u / \sigma'_v) \times \log (OCR)$ (TREJO, 2015).....	46
Figura 4.2. Resultados dos ensaios T-bar para o (a) perfil 1 e (b) perfil 2.....	46
Figura 4.3. Comparação dos perfis de resistência experimentais com outros autores. ..	48
Figura 4.4. Resposta de interação típica dos ensaios de interação axial: (a) força axial e (b) força vertical e (c) força vertical após suavização (<i>Ensaio axial A2</i>).....	50
Figura 4.5. Enterramento inicial e final vs. força vertical.	52
Figura 4.6. Variação de enterramento vs. força vertical.....	52
Figura 4.7. Resposta de (a) atrito axial típica e (b) força axial e (c) força vertical correspondentes (<i>Ensaio A9</i>).....	54
Figura 4.8. Variação do fator de atrito axial a/v com os ciclos, para V1 e os perfis de solo 1 e 2.....	55
Figura 4.9. Variação do fator de atrito axial a/v com os ciclos, considerando o peso V2 e os perfis de solo 1 e 2.	56
Figura 4.10. Variação do fator de atrito axial a/v com os ciclos, considerando o peso V3 e os perfis de solo 1 e 2.	56
Figura 4.11. Fator de atrito axial a/v médio com os pesos V1, V2 e V3, considerando os perfis de solo 1 e 2.....	57
Figura 4.12. Evolução da força axial normalizada para (a) V1, (b) V2 e (c) V3.	57

Figura 4.13. Evolução da força axial normalizada (valores médios) com os ciclos considerando os pesos de duto V1, V2 e V3.	58
Figura 4.14. Resposta de força lateral típica (<i>Ensaio L3</i>).	60
Figura 4.15. Resposta de força vertical típica (<i>Ensaio L3</i>).	60
Figura 4.16. Respostas de força lateral típica de TREJO (2015), para ensaio no solo P1, $D = 0.5\text{m}$ e $w_i/D = 16\%$	61
Figura 4.17. Respostas de força vertical típica de TREJO (2015), para ensaio no solo P1, $D = 0.5\text{m}$ e $w_i/D = 16\%$	61
Figura 4.18. Fator de atrito lateral H/V vs. deslocamento lateral normalizado, u/D dos ensaios laterais.	63
Figura 4.19. Fator de atrito h/v para os ensaios de interação lateral segundo diferentes autores.	63
Figura 4.20. Fator de atrito lateral, h/v ao longo dos ciclos.	64
Figura 4.21. Força lateral <i>breakout</i> normalizada vs. Enterramento para o perfil 1.	65
Figura 4.22. Força lateral <i>breakout</i> normalizada vs. Enterramento para o perfil 2.	65
Figura 4.23. Força na berma vs. Enterramento para perfil 1.	66
Figura 4.24. Força na berma vs. Enterramento para perfil 2.	66
Figura 4.25. Detalhe para obtenção do acréscimo de resistência na berma ΔH_{berma}	67
Figura 4.26. Acréscimo de resistência na berma com os ciclos de movimento.	67
Figura 4.27. Detalhe para obtenção do incremento de resistência na berma δH	68
Figura 4.28. Incremento de resistência na berma com os ciclos de movimento.	68
Figura 4.29. Fator de atrito axial e lateral e a resposta friccional.	69
Figura 4.30. Influência da resistência do solo no fator de atrito.	70
Figura 4.31. Dados experimentais e superfície de escoamento proposta – ensaios de interação lateral.	71
Figura 4.32. Dados experimentais e superfície de escoamento proposta – ensaios de interação axial.	72

Lista de Tabelas

Tabela 2.1. Parâmetros para avaliação de resistência <i>breakout</i> segundo diversos autores.	18
Tabela 2.2. Relações de escala em modelos centrífugos (STEWART, 1992).	24
Tabela 3.1. Propriedades do caulim (SILVA, 2015).	25
Tabela 3.2. Definição do peso do duto.	28
Tabela 3.3. Características do ensaio e penetrômetro T-bar.	38
Tabela 3.4. Características dos ensaios de interação axial.	43
Tabela 3.5. Características dos ensaios de interação lateral.	43
Tabela 4.1. Programa dos ensaios de interação axial.	49
Tabela 4.2. Programa dos ensaios de interação lateral.	59
Tabela 4.3. Enterramento inicial, final e variação.	62

Lista de Símbolos

Abreviaturas

COPPE	Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia
SCR	Steel Catenary Riser
TDP	Touchdown Point
TDZ	Touchdown Zone
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro

Letras Latinas

a	Força axial a 1,5 D
$a, b \text{ e } c$	Parâmetros para cálculo da resistência breakout
A_c	Área de contato solo-duto
c_v	Coefficiente de adensamento do solo
c_{vm}	Coefficiente de adensamento do solo no modelo
c_{vp}	Coefficiente de adensamento do solo no protótipo
D	diâmetro externo do duto
D'	Largura reduzida do duto
D_m	Diâmetro do duto em modelo
D_p	Diâmetro do duto em protótipo
F	Resistência axial para o 'Método α '
F_a	Resistência axial por unidade de comprimento
h	Força lateral a 1,5 D
h^*	Força lateral normalizada por D e S_u na profundidade do enterramento inicial
H_{atrito}	Parcela de atrito da resistência lateral breakout
H_{berma}	Resistência lateral na berma
H_{breakout}	Resistência lateral breakout

h_m	Altura de solo do modelo
H_{max}	Força máxima lateral
h_p	Altura de solo do protótipo
$H_{passiva}$	Parcela de resistência lateral passiva
k	Gradiente da curva de resistência não drenada com a profundidade
L_m	Comprimento do duto em modelo
L_p	Comprimento do duto em do protótipo
n	Constante que relaciona D e w
N	Fator de escala em modelos centrífugos
$N_{H\ res}$	Resistência normalizada da resistência residual
r_u	Razão de excesso de poro pressão
S_u	Resistência não drenada do solo
S_{u_invert}	Resistência não drenada na base do duto
S_{u1D}	Resistência não drenada na profundidade de um diâmetro
S_{um}	Intercepto de resistência não drenada na superfície do solo
t_m	Tempo de adensamento no modelo
t_p	Tempo de adensamento no protótipo
T_v	Grau de adensamento
u	Deslocamento horizontal ou axial, conforme o caso
v	Força vertical a 1,5 D
v^*	Força vertical normalizada por D e S_u na profundidade do enterramento inicial
V	Peso submerso do duto (força por unidade de comprimento)
V_p^*	Peso linear em protótipo
V_m	Peso do duto em modelo
V_p	Peso do duto em protótipo
w	Enterramento nominal
W'	Peso efetivo do duto
Z_{init}	profundidade de enterramento relacionada ao início de operação do duto

Letras Gregas

α	Fator de adesão
β	Ângulo obtido pelo <i>arcsen</i> (D'/D)
α e β	Parâmetros que relacionam carga vertical e enterramento do duto
μ	Coefficiente de atrito na interação solo-duto
γ'	Peso específico submerso do solo
λ e δ	Parâmetros que ligam tamanho e resistência da berma de solo ativa
λ, κ, A, M	Parâmetros do Modelo Cam Clay
ξ	Fator de cunha

Capítulo 1 - Introdução

A exploração offshore está sujeita a condições ambientais extremas, como fortes correntezas, ondas, ventos e elevadas variações de temperatura e pressão. Neste contexto, os sistemas de *risers* em catenária (*Steel Catenary Risers* - SCRs) consistem em boa opção devido à maior simplicidade de projeto, fabricação e manutenção. A elevada esbelteza do *riser* o torna um dos elementos mais suscetíveis às condições ambientais mencionadas, especialmente na região onde toca o solo, denominada *touchdown zone* (TDZ), termo mais adequado do que *touchdown point* (TDP), que é, entretanto, mais utilizado. Os esforços dinâmicos nesta região podem reduzir a vida útil da estrutura por fadiga e atrito com o solo, que de acordo com a sua magnitude pode favorecer a ocorrência de fenômenos como flambagem e *pipeline walking* (SAKAMOTO, 2013).

A previsão correta desses fenômenos é extremamente sensível à seleção dos parâmetros de interação solo-duto em um projeto seguro de dutos (VIPULANANDAN *et al.*, 2013). Entretanto, a resposta do solo é uma das maiores incertezas nestes projetos, tendo em vista a extrema sensibilidade das soluções às resistências axial e lateral impostas pelo solo (BRUTON *et al.*, 2007). Neste cenário, existe ainda uma carência de informação quanto à estimativa dos fatores de atrito das interações solo-*riser* nas direções laterais e axiais, os quais se apresentam em intervalos muito abrangentes, assim como quanto à compreensão do comportamento de interação cíclica (TREJO, 2015).

Os estudos de interação solo-*riser* têm sido realizados para movimentos verticais, laterais e axiais, pois dados de entrada de projetos se utilizam de forças de interação nessas três direções (RANDOLPH e GOURVENEC, 2011). A presente pesquisa visa contribuir com informações importantes em duas das três principais direções, lateral e axial, através da simulação de movimentos cíclicos sob diferentes pesos de duto, por meio de modelagem centrífuga.

O presente trabalho, realizado no Laboratório Multiusuário de Modelagem Centrífuga, LM²C, é resultado de um projeto desenvolvido com o apoio conjunto da FINEP e da empresa Technip com o objetivo melhorar a compreensão dos mecanismos envolvidos na interação solo-*riser* no TDP. Participam também destas pesquisas os laboratórios LAMCE e LabOceano da COPPE-UFRJ. Das pesquisas realizadas no LM²C, foram realizados ensaios de interação cíclica solo-duto nas direções vertical,

axial e lateral. Nas duas últimas direções considerou-se um mecanismo de deformação controlada na simulação, onde os modelos de dutos foram submetidos a arrastes cíclicos com velocidades e deslocamentos axiais ou laterais constantes, sendo o deslocamento vertical definido pelo enterramento inicial imposto. Este estudo, entretanto, contou com a utilização de um sistema de carga vertical controlada, que possibilitou a simulação de diferentes pesos de dutos durante o arraste cíclico. Assim o enterramento do duto é resultante de seu peso, e, portanto, esse sistema agrega maior grau de realismo à simulação da interação solo-duto, possibilitando a obtenção de respostas mais confiáveis. Neste mesmo projeto citam-se as pesquisas anteriores realizadas em solos arenosos por TARAZONA (2015) e GUIMARÃES (2014) e em solos argilosos por TREJO (2015).

1.1. Objetivos

O objetivo principal desta pesquisa é contribuir para o estado atual de entendimento sobre os mecanismos de interação solo-*riser* em leito marinho, tendo especificamente os seguintes objetivos:

- Analisar a resposta de interação solo-duto utilizando um sistema que permite controlar a força vertical;
- Analisar a influência da variação do peso do duto no enterramento e nas respostas de interação axial e lateral;
- Analisar respostas de fatores de atrito resultantes das interações axiais e laterais considerando o uso do sistema de carga vertical controlada;
- Comparar os dados experimentais com respostas e modelos propostos na literatura.

1.2. Organização da dissertação

Esta dissertação está estruturada em cinco capítulos, sendo este o primeiro, e os demais organizados conforme descrito abaixo:

Capítulo 2 – Apresenta uma revisão bibliográfica sobre *risers* submarinos, interação solo-duto nas direções axiais e laterais e modelos para a avaliação da resistência, e, por fim, uma revisão bibliográfica sobre modelagem física em centrífuga.

Capítulo 3 – Descreve os procedimentos necessários à execução dos ensaios e obtenção dos resultados.

Capítulo 4 – Apresenta os resultados dos ensaios T-bar, bem como os resultados dos ensaios de interação axial e lateral e as análises realizadas.

Capítulo 5 – Apresenta as conclusões obtidas no presente estudo e sugestões para pesquisas futuras.

Capítulo 2 - Revisão Bibliográfica

2.1. Risers

Dutos suspensos em catenária através da água são chamados de *Steel Catenary Risers* (SCRs) e têm propiciado soluções viáveis e econômicas para a produção e exploração de óleo e gás em águas cada vez mais profundas. O comportamento dos SCRs está fortemente relacionado ao movimento da unidade de produção flutuante em seus ambientes operacionais (EOM *et al.*, 2014).

Ferramentas de análise e de projeto dos SCR mostram que o ponto onde o *riser* primeiramente toca o solo, o *touchdown point* (TDP), é crítico. A compreensão da interação solo-fluido-*riser* é limitada e, conseqüentemente, a indústria de petróleo e gás tem preocupações quanto aos níveis de conservadorismo no projeto e margens de segurança dos SCRs (BRIEDGE *et al.*, 2003). O TDP na verdade não é fixo, uma vez que se movimenta de um lado para outro durante os ciclos de carregamento. Assim sendo, tem-se uma zona de contato crítica para o *riser*, a *touchdown zone* (TDZ), conforme mostrado na Figura 2.1.

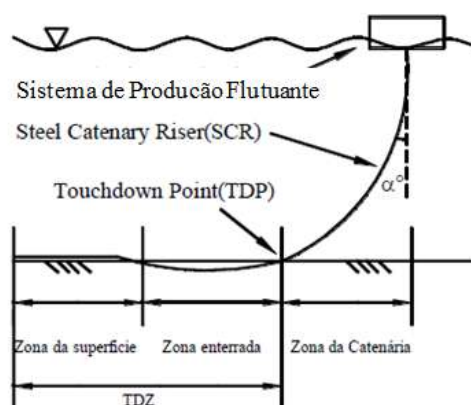


Figura 2.1. Problema de interação do *riser* com o leito marinho (modificado de BRIDGE, 2005).

A fadiga ocorre como resultado de mudanças nas tensões axiais e de flexão (RANDOLPH e GOURVENEC, 2011), que associadas a movimentos da embarcação e a interação com o leito marinho, são em geral críticas para o desempenho de SCRs, principalmente no TDZ, onde a interação cíclica solo-*riser* ocorre (AUBENY e BISCONTIN, 2009).

A interação *riser*-fluido-solo no TDZ é complexa e cabem muitos avanços na compreensão dos fenômenos envolvidos, entre os quais citam-se o mecanismo de formação da trincheira e sua influência na fadiga (ELLIOT *et al.*, 2013). Segundo EOM *et al.* (2014) as maiores preocupações em relação ao projeto de SCRs são as rupturas estruturais associadas à flambagem ou fadiga próximas à TDZ.

As forças de interação entre o solo e o *riser* são consideradas parâmetros principais de projeto. Estas forças apresentam-se nas direções vertical, axial e lateral. Nestas duas últimas direções a restrição depende do enterramento do duto (RANDOLPH e GOURVENEC, 2011). A Figura 2.2 apresenta as principais direções de movimentação do duto.

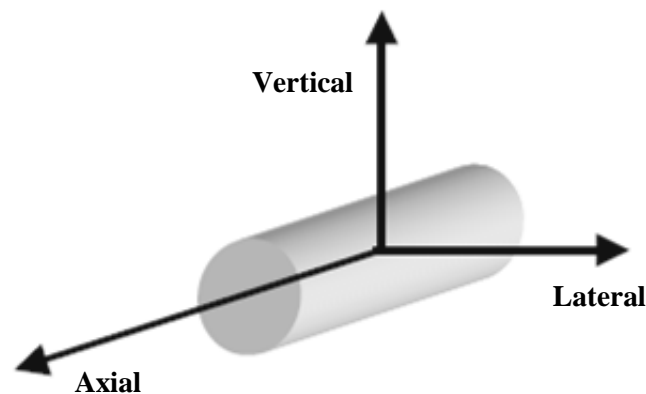


Figura 2.2. Direções de movimentação do duto.

2.2. Interação solo-duto

A exploração offshore em águas cada vez mais profundas e remotas conduz à necessidade de utilização de linhas de dutos cada vez mais longas e que operam a temperaturas e pressões elevadas. Os ciclos de operação provocam expansão e contração no duto, que em águas rasas é comum ser enterrado para prevenir a flambagem. No entanto, em águas profundas, é mais viável e econômico o simples lançamento do duto (WHITE e CHEUK, 2008). Neste cenário, pode-se induzir a flambagem de maneira controlada, a fim de possibilitar o alívio das tensões térmicas (BRUTON *et al.*, 2007).

Em condições de operação com os ciclos de acionamento e desligamento os dutos são submetidos a variações de pressão e temperatura e tornam-se suscetíveis à movimentação lateral e axial, que por sua vez, podem ocasionar fenômenos como a flambagem lateral e o *pipeline walking* (acúmulo de deslocamento axial), e assim,

prejudicar a integridade da linha de duto. A previsão desses eventos está intimamente relacionada à escolha dos parâmetros provenientes das respostas de interação solo-duto.

A resposta solo-duto é uma das maiores incertezas nos projetos de dutos, pois a resposta do solo é extremamente sensível às soluções de projetos nas resistências laterais e axiais impostas. Portanto, melhorar a compreensão dessa resposta proporciona um avanço para o refinamento desses projetos (BRUTON *et al.*, 2007).

VIPULANANDAN *et al.* (2013) mencionam que apesar de existirem várias abordagens numéricas para modelar a interação solo-duto, os estudos experimentais e a quantificação de vários parâmetros importantes para concepção e manutenção de redes de dutos são ainda muito limitados.

Comparado ao projeto de fundação convencional, a interação solo-duto se diferencia principalmente nos seguintes aspectos: (a) níveis de tensões relativamente baixos, associados ao peso submerso do duto; (b) os fenômenos ocorrem na camada superior de aproximadamente 1 m de profundidade do leito marinho; (c) há maiores perturbações do solo, devido ao processo de enterramento do duto e movimentos laterais e axiais de grande amplitude. Portanto é comum complementar investigações geotécnicas com programas de ensaios em modelos físicos, a fim de avaliar o enterramento do duto devido ao lançamento e as respostas axial e lateral solo-duto (BRUTON *et al.*, 2009).

2.2.1. Enterramento

O enterramento do duto é definido como a profundidade de penetração da base do duto relativa ao leito marinho intacto, convencionalmente chamado de enterramento nominal (Figura 2.3), o qual influencia a área de contato solo-duto e, consequentemente as resistências axial e passiva do solo contra o duto (BRUTON *et al.*, 2007). O enterramento local considera o efeito do levantamento e, portanto, pode ser consideravelmente maior que o nominal.

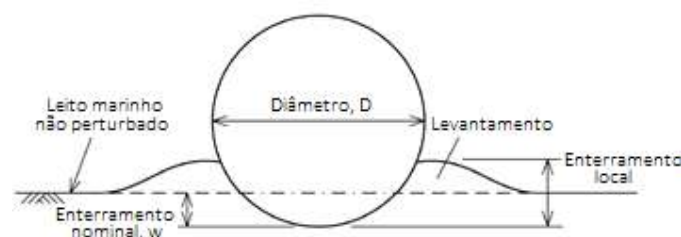


Figura 2.3. Enterramento – notação (modificado de BRUTON *et al.*, 2007).

O enterramento inicial, seja ele nominal ou local, é raramente conhecido devido às incertezas e às influências variáveis no processo de lançamento. Além disso, um dos fenômenos que podem influenciar o enterramento inicial é o adensamento do solo subjacente ao duto. Em ensaios em modelo a seção de duto é inserida no solo do modelo, e caso o duto seja mantido sob carregamento constante antes do deslocamento lateral, o enterramento inicial diferirá do enterramento associado ao início das movimentações devido a um recalque por adensamento (BRUTON *et al.*, 2006). Sendo assim, a resistência oferecida pelo solo ante a movimentação do duto depende do enterramento associado ao início das movimentações ao invés daquele obtido após o lançamento. Esta consideração é particularmente importante em argilas moles, onde o efeito do adensamento pode aumentar significativamente a resistência do solo próximo ao duto, aumentando a resistência ao primeiro movimento (BRUTON *et al.*, 2007).

WHITE e CHEUK (2008) mencionam que o processo de lançamento do duto conduz a um enterramento maior do que aquele causado somente pelo seu peso próprio. Isso ocorre devido à concentração de tensões no ponto de contato com o solo no lançamento, e qualquer movimentação da embarcação cria ainda carregamentos adicionais. Estes efeitos, por sua vez, provocam uma ‘sobre penetração’ do duto.

Dutos normalmente penetrados estão submetidos naquele momento ao maior carregamento vertical já experimentado, enquanto dutos sobre penetrados foram sujeitos anteriormente a um maior carregamento vertical (ZHANG *et al.*, 1999), de maneira análoga aos conceitos de solos normalmente adensado e sobre adensado.

Existem diversas propostas para a estimativa do enterramento do duto (AUBENY *et al.* 2005; RANDOLPH e WHITE, 2008a; THO *et al.*, 2012), assuntos estes tratados por TREJO (2015) e que fogem ao escopo deste trabalho.

2.2.2. Fator de atrito

O fator de atrito é um parâmetro essencial de projeto, necessário em análises de flambagem em dutos, *pipeline walking* e expansões de extremidade. Consiste na razão entre a resistência axial ou lateral oferecida pelo solo à movimentação do duto, e a força vertical associada ao seu peso submerso. Segundo WHITE e CHEUK (2008), a base teórica que leva a uma resposta "friccional" para um contato que: (i) possui resistência ao cisalhamento e (ii) tem uma área que aumenta com a carga normal, origina-se no trabalho clássico sobre atrito por BOWDEN e TABOR (1950). Eles reconheceram que

quando duas superfícies metálicas são unidas, a rugosidade local das superfícies indica que o contato é feito apenas sobre uma pequena área de asperezas, proporcional ao carregamento normal. Quando o contato desliza, a resistência corresponde à resistência ao cisalhamento multiplicada pela área de contato, conduzindo a uma razão constante do cisalhamento para o carregamento normal durante o deslizamento, traduzindo um comportamento friccional.

GREEN (1954) derivou uma solução teórica para as combinações de carregamentos normais e cisalhantes que causam ruptura em uma junta soldada entre metais, e WHITE e CHEUK (2008) mencionam que uma aproximação dessa solução é usada na engenharia geotécnica para definir a envoltória de ruptura com as possíveis combinações de carregamento vertical e horizontal numa fundação superficial (Figura 2.4a). Neste caso, a área de contato é independente da força vertical aplicada, e por isso o tamanho da superfície de ruptura depende somente da área da fundação e do perfil de resistência do solo.

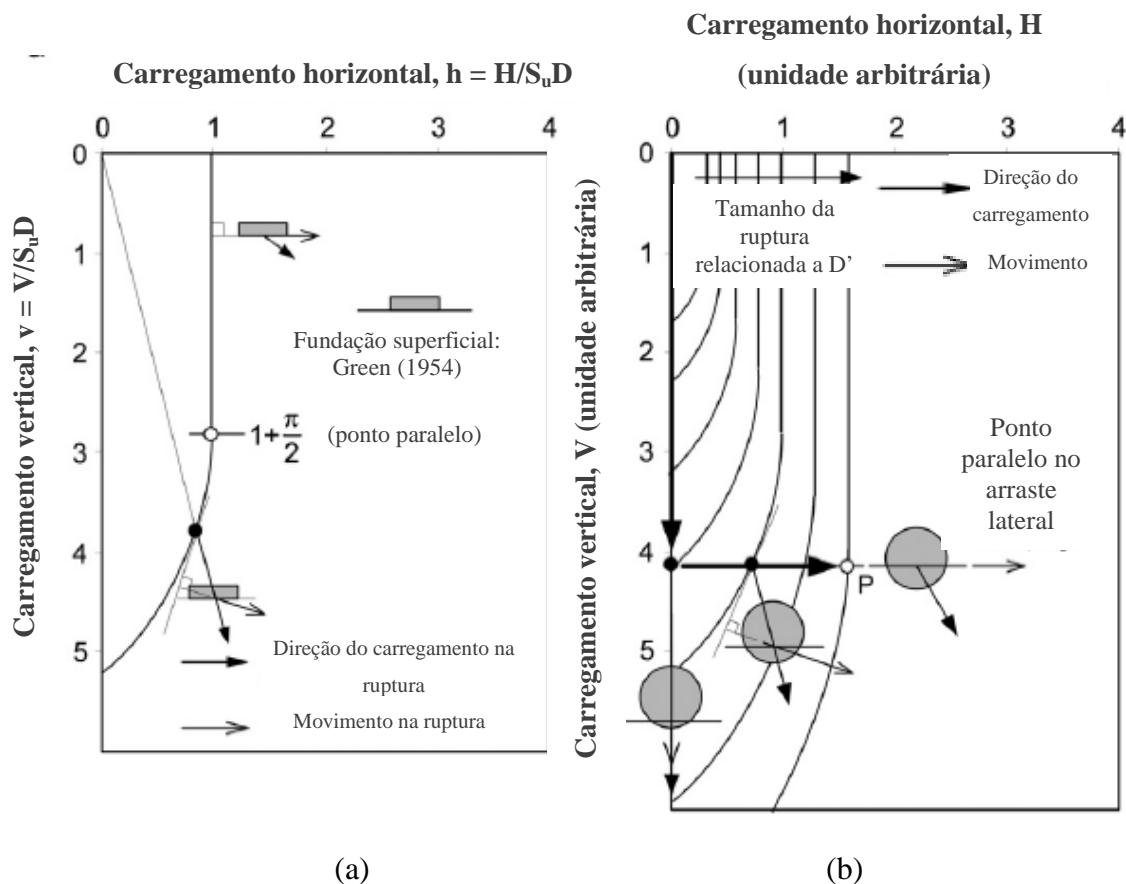


Figura 2.4. Ruptura teórica para (a) fundações superficiais e (b) dutos (modificado de WHITE e CHEUK, 2008).

Analisando os resultados teóricos de BOWDEN e TABOR (1950) e GREEN (1954), WHITE e CHEUK (2008) mencionam que a área de contato de dutos pouco enterrados depende do carregamento vertical aplicado, de maneira análoga à análise de BOWDEN e TABOR (1950). Assim, um duto pode ser aproximado como uma faixa de fundação superficial de largura D' , para o qual a envoltória de ruptura de Green define as combinações de carregamento na ruptura para um dado valor de D' . Na solução da Teoria da Plasticidade o deslocamento na ruptura é normal à envoltória de ruptura, seguindo o princípio da normalidade. Dessa forma, após a aplicação de um carregamento vertical constante, durante o movimento horizontal, o duto penetrará até encontrar o ponto da superfície de ruptura, onde ocorre apenas o movimento horizontal, chamado de ‘ponto paralelo’ (Figura 2.4b). Em condições de resistência uniforme, para a qual a solução original de GREEN (1954) se aplica, a razão H_{\max}/V definida pelo ponto paralelo é igual a 0,39. Entretanto em condições de resistência variando com a profundidade, enquanto o gradiente de resistência adimensional $kS_u D/S_{um}$ aumenta de 0 a 10, H_{\max}/V diminui de 0,39 a 0,15, segundo GOURVENEC e RANDOLPH (2003) e WHITE e CHEUK (2008).

2.3. Interação axial

Dutos submarinos possibilitam o escoamento de fluidos e são solicitados a operar sob elevadas temperaturas e pressões. Como resultado, tendem a expandir e assim mobilizam resistência axial, contribuindo então para a geração de elevadas forças de compressão axiais ao longo da linha.

A resistência axial solo-duto afeta principalmente a máxima força axial efetiva na linha de duto, a força efetiva disponível para iniciação da flambagem, a expansão na extremidade do duto, a flexão lateral e o *pipeline walking* (BRUTON *et al.*, 2007, 2008).

A norma DNV-RP-F110 (2007) define o *pipeline walking* como um mecanismo resultante do acúmulo de deslocamento axial. Ciclos de operação na linha de duto provocam expansão e contração mobilizando a resistência axial do solo. Este comportamento cíclico pode ser acompanhado por um movimento axial global da linha de duto, ocasionando o *pipeline walking*, que apesar de não consistir em um estado

limite para a linha de duto, pode levar à ruptura nas conexões de extremidade ou intermediárias (BRUTON *et al.*, 2007).

As causas do *pipeline walking* estão associadas à resistência axial e ao comprimento da linha de duto, que deve ser curto o suficiente para não encontrar a condição de confinamento total, tipicamente menor que 5 km de comprimento. Entretanto, o fenômeno pode ocorrer em linhas mais longas onde a flambagem lateral ocorreu (BRUTON *et al.* 2007, 2008).

Neste contexto, o *pipeline walking* pode ser desencadeado pelos seguintes fatores (BRUTON *et al.*, 2007, 2008):

- Tensão na extremidade da linha de duto, associada a uma SCR;
- Talude submarino ao longo do comprimento da linha de duto;
- Gradientes térmicos ao longo da linha de duto durante mudanças nas condições de operação.

A resistência acumulada axial aumenta com a distância das extremidades do duto, e a força pode aumentar para uma condição de ‘pleno-confinamento’ (BRUTON *et al.*, 2007). Essa força de confinamento norteia a expansão axial e a resposta estrutural. Devido ao carregamento térmico, a expansão longitudinal do duto mobiliza a resistência axial de maneira análoga à resistência de fuste de uma estaca carregada verticalmente (RANDOLPH e GOURVENEC, 2011).

Comumente, a resistência axial por unidade de comprimento, F_a , pode ser relacionada à força vertical por unidade de comprimento, V (geralmente o peso submerso do duto) por meio de um coeficiente de atrito, μ , segundo a Eq. 2.1:

$$F_a = \mu N = \mu \xi V \quad (\text{Eq. 2.1})$$

onde N é a força de contato normal na interface solo-duto e ξ é um fator de cunha utilizado para considerar o ‘encunhamento’ ao redor da superfície curva do duto.

Entretanto, a resposta pode não ser verdadeiramente friccional, quando mudanças no peso duto não ocasionam mudanças correspondentes na resistência axial (BRUTON *et al.* 2008).

A Figura 2.5 apresenta uma resposta idealizada da interação axial solo-duto. Nota-se que a resposta axial é dependente do tipo de carregamento desenvolvido na interação, isto é, se ocorrerá sob condições drenadas ou não drenadas (onde há geração

de excesso de poro pressão). Nas interações com resposta não drenada, a resistência de pico é maior na primeira movimentação e cai para uma resistência residual. Nas interações com resposta drenada, entretanto, a resistência de pico é equivalente à resistência residual.

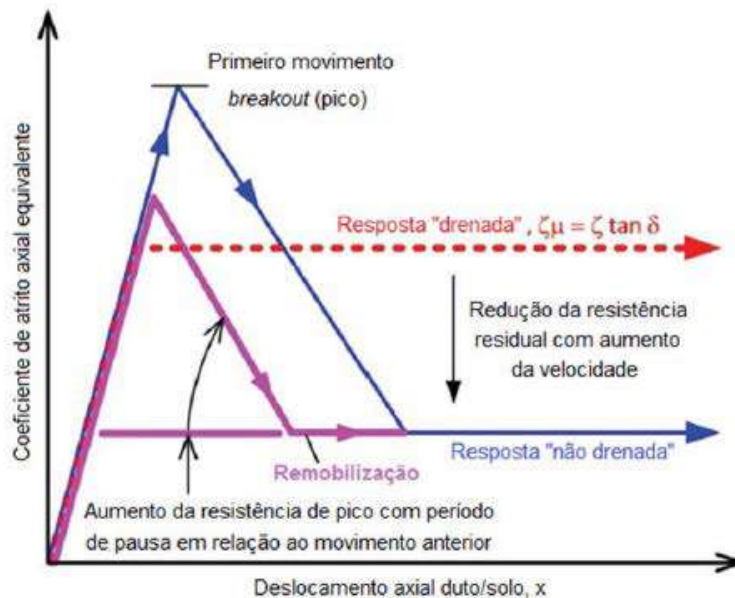


Figura 2.5. Resposta axial solo-duto (WHITE *et al.*, 2011).

Dois estágios importantes da interação axial são a resistência *breakout* e a resistência residual (BRUTON *et al.*, 2007):

- **Resistência *breakout*** – consiste em um pico de resistência alcançado no primeiro movimento do duto ou depois de um tempo em repouso, tipicamente alguns dias ou semanas (BRUTON *et al.*, 2015).

BRUTON *et al.* (2008) mencionam que a resposta frágil *breakout* parece estar mais associada à geração de excesso de poro pressões do que a mudanças no ângulo de atrito. Durante os ciclos subsequentes o pico não é mais observado, levando a uma resposta dúctil.

Além disso, o pico inicial de resistência observado em ensaios em modelos não é frequentemente significativo em projeto devido aos grandes deslocamentos envolvidos na movimentação da linha de duto (RANDOLPH e GOURVENEC, 2011).

- **Resistência axial residual:** é alcançada após a movimentação do duto e é responsável por controlar as expansões e contrações de extremidade e a flexão lateral. O

termo residual é usado como analogia ao ângulo de atrito residual mobilizado após o cisalhamento contínuo de solos de granulometria fina em um plano (BRUTON *et al.*, 2007, 2008).

2.3.1. Métodos para avaliação da resistência axial solo-duto

Os métodos usados para a avaliação da resistência axial são em geral divididos em método α e método β , e têm uma consideração similar ao cálculo da resistência de fuste de estacas carregadas verticalmente em argila.

- Método α :

O método α admite que o movimento solo-duto é rápido o suficiente para gerar condições não drenadas (WHITE *et al.*, 2011). De acordo com este método, a resistência cisalhante que age na superfície de contato solo-duto é αS_u , sendo α o fator de adesão, que assume valores menores que a unidade. Dessa forma a resistência axial é dada pela Eq. 2.2:

$$F = \alpha \cdot S_u \cdot A_c \quad (\text{Eq. 2.2})$$

O parâmetro α considera quaisquer mudanças na resistência não drenada S_u devido ao processo de lançamento e qualquer diferença no cisalhamento solo-solo e solo-duto, que é influenciada pela rugosidade da superfície do duto. A área de contato A_c , depende do enterramento do duto e deve contabilizar qualquer levantamento. Este método indica que para um dado enterramento a resistência axial é independente do peso submerso do duto (WHITE *et al.*, 2011).

- Método β :

Na prática, o movimento axial do duto pode ser lento o suficiente para gerar condições drenadas (RANDOLPH e GOURVENEC, 2011).

Caso a resposta axial seja não drenada ou parcialmente drenada, torna-se necessário considerar o excesso de poro pressões. Dessa forma a resistência axial é dada pela Eq. 2.3:

$$F = \mu N' = \mu \xi V' = \mu \xi (1 - r_u) V \quad (\text{Eq. 2.3})$$

onde μ e ζ foram previamente definidos, V é equivalente ao peso submerso do duto e r_u é a razão de excesso de poro pressão, equivalente à média do excesso de poro pressão ao redor da superfície solo-duto dividida pela média da tensão total normal entre o duto e o solo (desconsiderando a pressão de água do ambiente hidrostático).

O fator de cunha, ξ , aumenta com o enterramento do duto, onde a força normal total solo-duto excede o peso submerso do duto (BRUTON *et al.*, 2008), sendo contabilizado de acordo com a Eq. 2.4 (WHITE e RANDOLPH, 2007):

$$\xi = \frac{2\text{sen}\beta}{\beta + \text{sen}\beta \cos\beta} \quad (\text{Eq. 2.4})$$

onde β corresponde ao semiângulo subtendido pelo contato da corda conforme ilustra a Figura 2.6.

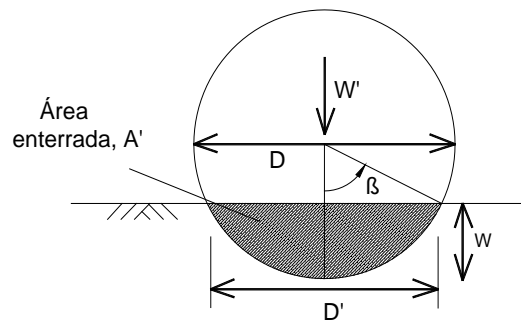


Figura 2.6. Notação para um duto parcialmente enterrado (RANDOLPH e GOURVENEC, 2011).

2.3.2. Fator de atrito axial

Quanto aos fatores de atrito axiais, WHITE *et al.* (2011) avaliaram resultados de ensaios conduzidos no projeto SAFEBUCK JIP (Fase II). Os ensaios foram realizados em argila mole com resistência não drenada pouco acima de 1 kPa, contabilizando 65 arrastes, variando velocidades (0,001 mm/s e 5 mm/s) e tempo de pausa, de nenhum a muitos dias. Segundo esses autores, as duas últimas variáveis mencionadas têm forte influência na resistência axial solo-duto, o ‘atrito’. Os valores de pico dos fatores de atrito foram da ordem de 1,5, com valores residuais no intervalo de 0,2 a 0,5, abaixo de 0,1 em alguns casos. Eles concluíram que maiores valores de pico estão associados a

maiores períodos de espera entre os arrastes axiais e menores valores residuais estão associados a taxas de cisalhamento mais rápidas.

Para WHITE *et al.*, (2011) a ampla faixa de fatores de atrito obtida pode ser desconcertante sob uma perspectiva de projeto, mas uma interpretação baseada na geração e dissipação de excessos de poro pressão fornece comentários razoáveis nos resultados, apesar de algumas questões permanecerem. Segundo esses autores, os ensaios realizados no SMARTPIPE® (ferramenta desenvolvida para realizar ensaios *offshore in situ* usando um modelo instrumentado de duto montado no leito marinho), ajudam a interpretar essas questões. Alguns resultados são apresentados na Figura 2.7 e, comparados aos ensaios de modelo, apresentam uma faixa de fatores de atrito menor (0,3 – 0,5). Isto ocorre provavelmente devido às menores velocidades de ensaio, maiores c_v do solo *in situ* e à ausência de pausa entre os arrastes.

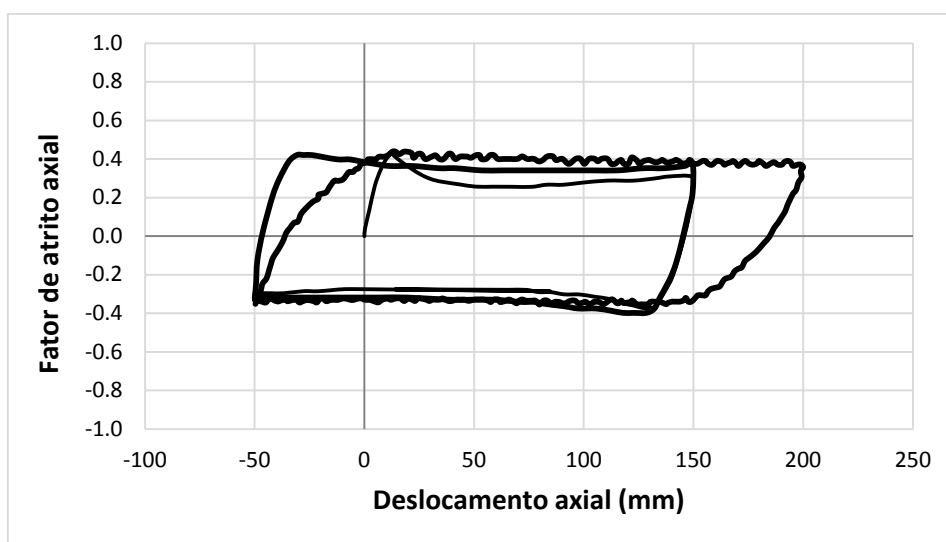


Figura 2.7. Ensaios de interação axiais *in situ* típicos realizados com o sistema *Fugro SMARTPIPE*® (BRUTON *et al.*, 2009).

2.4. Interação lateral

A resistência lateral solo-duto afeta a instabilidade lateral necessária à iniciação da flambagem, a estabilidade de rotas curvas sob tensão axial, a carga de flexão lateral sob grandes deslocamentos, e o carregamento lateral cíclico devido às bermas de solo (BRUTON *et al.* 2007, 2008) e consiste em importante parâmetro na avaliação da interação lateral solo-duto.

Um projeto de flambagem lateral envolve deslocamentos controlados de 5 a 20 diâmetros, e até 1000 ciclos térmicos durante a vida do duto, sendo, portanto, necessário prever a resistência do solo durante ciclos de grandes amplitudes de deslocamento, para avaliação do projeto estrutural do duto. Além disso, a previsão dessa resistência é dificultada pela formação de bermas em ambos os lados do duto (WHITE e CHEUK, 2008). A Figura 2.8 apresenta uma imagem de sonar do problema de flambagem lateral em dutos.

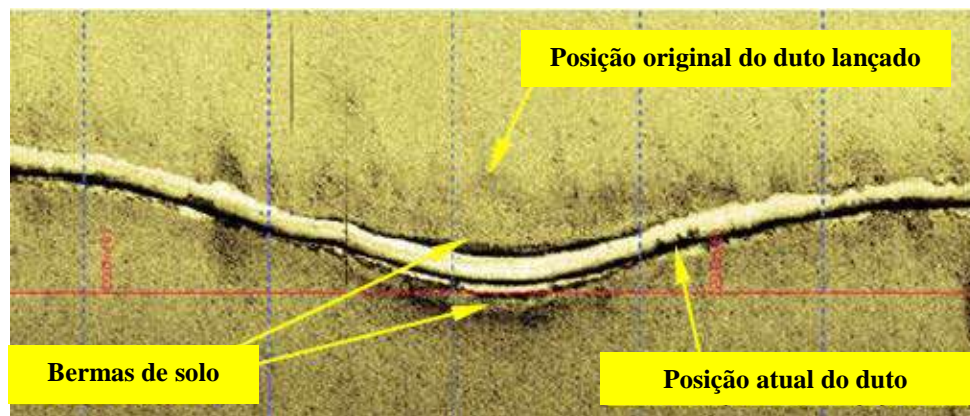


Figura 2.8. Flambagem lateral – imagem de sonar (BRUTON *et al.*, 2008).

WHITE e DINGLE (2011) enfatizam que a resistência lateral solo-duto para grandes deslocamentos foge do comportamento friccional e é governada predominantemente pela resistência passiva à frente do duto, sendo influenciada pelo enterramento inicial do duto. Assim, um elevado enterramento inicial conduz a um elevado tamanho de berma, contribuindo para o aumento da resistência passiva.

Considerando os grandes deslocamentos laterais que ocorrem após a formação da curvatura de flambagem, um tratamento do tipo “atrito de Coulomb” é inadequado para modelar o desenvolvimento de bermas que ocorrem devido aos deslocamentos laterais nas condições de operação (BRUTON *et al.*, 2006).

A Figura 2.9 apresenta uma resposta simplificada da interação lateral solo-duto baseada em ensaios em modelo, e alguns estágios de comportamento merecem destaque (BRUTON *et al.*, 2007):

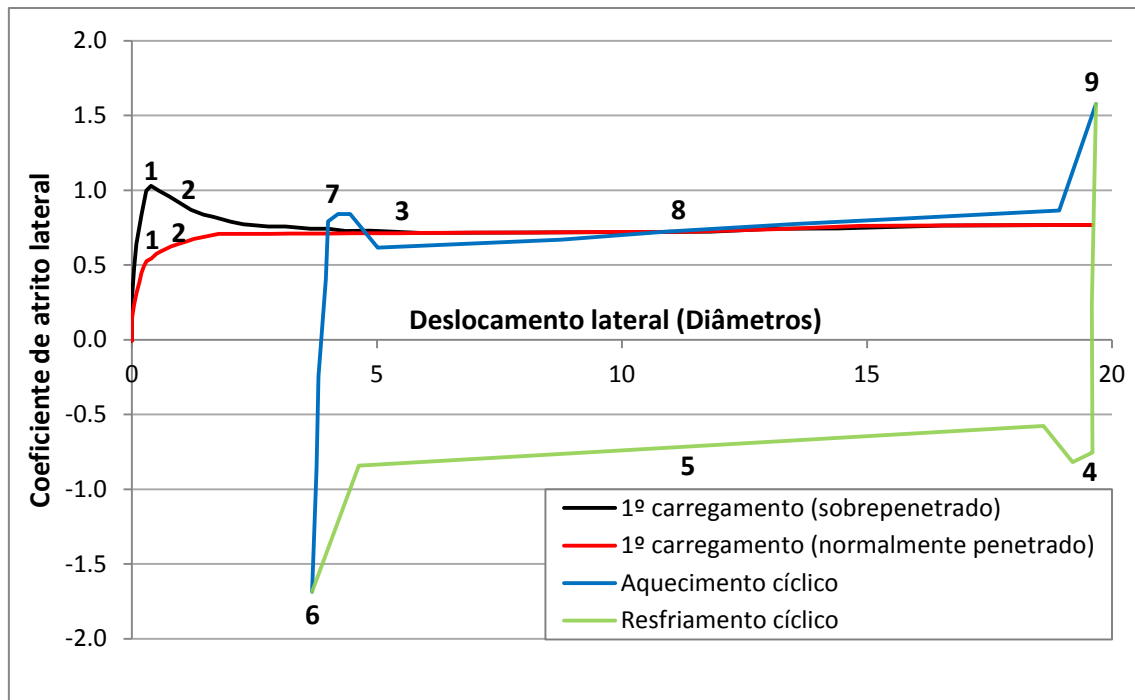


Figura 2.9. Resposta lateral força vs deslocamento (modificado de BRUTON *et al.*, 2007).

- **Resistência *breakout*** (ponto 1): consiste em um pico de resistência alcançado quando o duto se move lateralmente pela primeira vez, e depende do nível de enterramento inicial. O comportamento pode diferir entre dutos normalmente penetrados e sobre penetrados. A resistência *breakout* é crítica na iniciação da flambagem e também associada à estabilidade lateral de rotas curvas.

- **Liberação da sucção** (pontos 1 a 2): o *breakout* inclui o efeito de sucção que é liberado enquanto fissuras se formam atrás do duto no contato com o solo, e essa liberação tem pequena influência no comportamento posterior.

- **Resistência residual** (ponto 3): uma vez que o duto começa a se mover a resistência cai ou sobe para um valor residual enquanto o duto empurra uma berma de solo superficial pelo leito marinho. A resistência residual durante o primeiro ciclo de carregamento controla o deslocamento lateral no qual a flambagem estabiliza, definindo a forma inicial da curva de flambagem lateral e a tensão de flexão de pico no duto (BRUTON *et al.*, 2007, 2008, 2009).

A resistência de *breakout* é mobilizada tipicamente para deslocamentos menores que 0,5D e a resistência residual ocorre entre 3 a 5D. A flambagem lateral de dutos

tipicamente ocorre de 5 a 20D, indicando que a resistência lateral em sua maioria na flambagem de dutos é governada pela resistência residual (BRUTON *et al.*, 2006).

- **Resistência lateral cíclica:** com os ciclos de operação, o solo é arrastado à frente do duto (pontos 5 e 8), e se acumula em bermas nos extremos do deslocamento lateral (pontos 6 e 9), oferecendo significativa resistência ao movimento do duto, definindo a forma da curva de flambagem em operação. A liberação de sucção também ocorre à medida que o duto se afasta da berma (pontos 4 e 7).

Após o *breakout*, a resposta lateral pode assumir comportamentos diferentes, dependendo da relação entre o peso linear submerso do duto e a resistência do solo, $V/S_u D$, sendo D o diâmetro do duto. Quando essa razão assume valores abaixo de 1,5, tem-se o caso de ‘dutos leves’ e aproximadamente acima de 2,5, dutos pesados (BRUTON *et al.*, 2009). No caso de dutos leves, após o *breakout* o duto se eleva em relação à superfície do leito marinho durante o primeiro arraste e à medida que o contato se perde, eliminando a resistência à tração, a resistência *breakout* cai para um valor estacionário residual. Para dutos pesados, o duto geralmente se move para baixo após o *breakout*, onde o movimento é acompanhado do crescimento de berma de solo à frente do duto, conduzindo a um crescimento estacionário na resistência lateral. A Figura 2.10 ilustra essa diferença de comportamento, no espaço resistência horizontal vs. deslocamento horizontal:

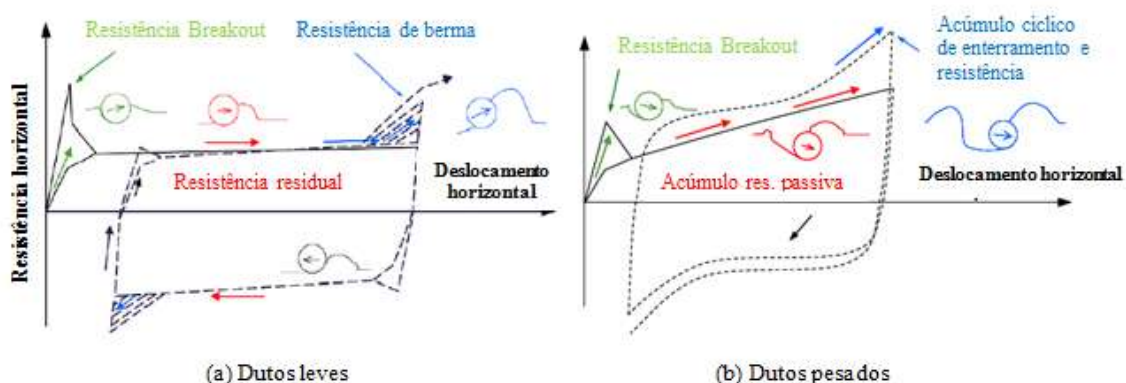


Figura 2.10. Comportamento de dutos (a) ‘leves’ e (b) ‘pesados’ (BRUTON *et al.*, 2009).

2.4.1. Avaliação da resistência lateral

2.4.1.1. Resistência *breakout*

A resistência lateral *breakout* é avaliada em estudos considerando problemas de estabilidade hidrodinâmica e de flambagem. Considerou-se que a resistência *breakout* possui uma parcela de resistência por atrito H_{atrito} e uma parcela passiva $H_{passiva}$ necessária para levantar e deformar a porção de solo à frente do duto, conforme a Eq. 2.5:

$$H_{breakout} = H_{atrito} + H_{passiva} \quad (\text{Eq. 2.5})$$

A resistência por atrito relaciona o peso do duto submerso V a um fator de atrito μ , segundo a Eq. 2.6:

$$H_{atrito} = \mu V \quad (\text{Eq. 2.6})$$

A Eq. 2.7 foi proposta por VERLEY e LUND (1995) e é utilizada na avaliação da resistência passiva:

$$\frac{H_{passiva}}{S_u D} = a \left(\frac{S_u}{\gamma'} \right)^b \left(\frac{w}{D} \right)^c \quad (\text{Eq. 2.7})$$

onde S_u representa a resistência não drenada do solo, D o diâmetro externo do duto, γ' o peso específico submerso do solo, w o enterramento nominal do duto e a , b e c são os parâmetros de *breakout* para a parcela de resistência passiva, avaliados por diferentes autores, como se apresenta na Tabela 2.1.

Tabela 2.1. Parâmetros para avaliação de resistência *breakout* segundo diversos autores.

Parâmetro	VERLEY e LUND (1995)	BRUTON et al., (2006)	DENDANI e JAECK (2007)
a	4,13	3,00	2,30
b	-0,392	0,500	0,000
c	1,31	1,00	1,00

2.4.1.2. Resistência de berma

WHITE e CHEUK (2008) propuseram uma equação para avaliar a resistência de berma H_{berma} , baseada em um modelo tri-linear de interação lateral, de acordo com a Eq. 2.8:

$$\frac{H_{berma}}{V} = \left(\alpha_0 \lambda \left(\frac{V}{s_u D} \right)^{\beta-1/\delta} \cdot \frac{u}{D} \right)^{\delta} \quad (\text{Eq. 2.8})$$

onde V é o carregamento vertical, D o diâmetro externo do duto, α e β são parâmetros que relacionam carga vertical aplicada e enterramento do duto no arraste lateral, λ e δ relacionam tamanho e resistência da berma de solo e u é o deslocamento horizontal. O modelo proposto considera o crescimento e deposição de bermas do solo, e a resultante resistência lateral, à medida que o duto cicla no leito marinho.

OLIVEIRA *et al.* (2010) propuseram um modelo para avaliação da resistência residual com base em ensaios monotônicos de interação lateral solo-duto em centrífuga, realizados a diferentes taxas de enterramento, e que pode ser utilizado para avaliação da resistência de berma (TREJO, 2015), segundo a Eq. 2.9:

$$N_{Hres} = 5 \arctan \left(\frac{n \cdot w}{D} \right) \quad (\text{Eq. 2.9})$$

onde N_{Hres} é a resistência normalizada da resistência residual, w é o enterramento nominal, D é o diâmetro externo do duto e n é uma constante que relaciona D e w .

2.4.2. Superfícies de escoamento

Uma alternativa para a abordagem do coeficiente de atrito é usar envoltórias de escoamento no espaço de carregamento vertical e horizontal que limitam as combinações admissíveis de carregamento para um dado enterramento de duto. Envoltórias de escoamento são bem estabelecidas como uma abordagem para descrever a capacidade de fundações rasas sob carregamento combinado. Pela teoria da plasticidade, envoltórias de escoamento podem ser usadas para criar um modelo para a resposta geral carga-deslocamento de um duto ou fundação, conhecidos como modelos de plasticidade ‘força-resultante’. Estes modelos são similares aos modelos de plasticidade de endurecimento usados para descrever o comportamento de elementos

individuais de solo - como o Cam clay – e hábeis para capturar o comportamento frágil de dutos sobre-penetrados (BRUTON *et al.*, 2007).

No caso da resistência lateral, estas envoltórias fornecem um método de cálculo consistente que não requer uma divisão entre a resistência por atrito e a resistência passiva. Além disso, as envoltórias indicam a tendência do duto enterrar mais de acordo com as magnitudes de V e H, e o tamanho da envoltória de escoamento, que depende do enterramento (RANDOLPH e GOURVENEC, 2011).

Envoltórias de escoamento teóricas para dutos sob condições não drenadas têm sido desenvolvidas através de soluções de limite superior e análises de elementos finitos. As magnitudes relativas da resistência horizontal nos pequenos e grandes deslocamentos podem ser avaliadas através da envoltória (RANDOLPH e WHITE 2008b, MERIFIELD *et al.*, 2008a,b). Neste caso, a envoltória de escoamento pode ser expressa genericamente segundo a Eq. 2.10:

$$F = \frac{H}{v_{max}} - \beta_0 \left(\frac{v}{v_{max}} + t \right)^{\beta_1} \left(1 - \frac{v}{v_{max}} \right)^{\beta_2} = 0 \quad (\text{Eq. 2.10})$$

onde t é um parâmetro considerado como zero para condições “sem sucção” onde nenhuma sucção pode ser mantida na parte posterior do duto, e a unidade para dutos que apresentam “sucção”, β_0 é um parâmetro que relaciona-se com β_1 e β_2 (β_1 depende da taxa de atrito da interface solo-duto e a relação de enterramento e β_2 somente da relação de enterramento).

LEE *et al.* (2011) apresentam ensaios realizados com carga vertical controlada (ensaios “*Probe Tests - PT*”, com enterramento inicial de aproximadamente 50%, variando as razões de sobreadensamento) e deslocamento controlado (ensaios “*Sideswipe Tests - ST*”, com enterramentos iniciais de 10, 30 e 50%). Estes ensaios foram utilizados para definir superfícies de escoamento, conforme se apresentam na Figura 2.11. Também estão incluídos nesta figura superfícies propostas por MERIFIELD *et al.*, (2008) para duto liso.

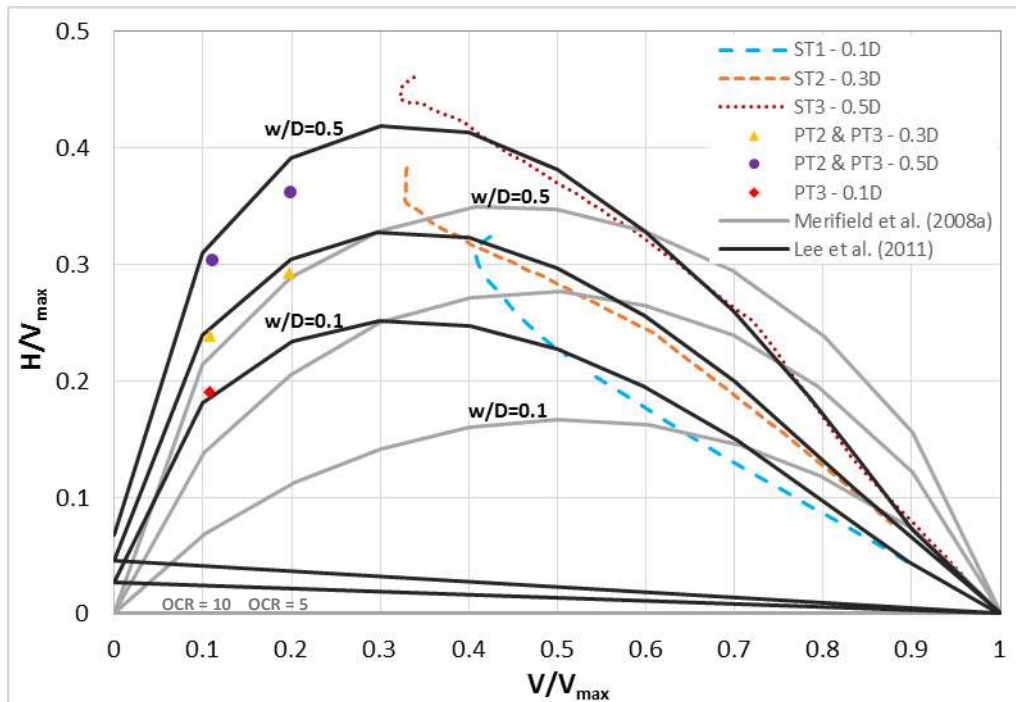


Figura 2.11. Superfícies para dutos parcialmente enterrados sob carregamentos combinados (modificado de LEE *et al.*, 2011).

2.5. Modelagem centrífuga

A técnica de modelagem física em centrífuga geotécnica é antiga (o primeiro artigo, de Prokovski, foi publicado na 1ª edição da Conferência Internacional em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - ICSMGE, em 1936). No Brasil o assunto tem sido tratado há mais de 20 anos (ALMEIDA *et al.*, 2016) em cerca de uma dúzia de teses na COPPE. Assim sendo, a revisão bibliográfica sobre este assunto será aqui apresentada de forma bastante expedita.

Os estudos da COPPE/UFRJ se concentram principalmente em temas relacionados às necessidades da indústria de óleo e gás, abrangendo a simulação de movimentação de dutos, cravação e extração de *mudmats* em leitos marinhos, estudos de *debris flows* e escorregamentos de taludes submarinos sob solicitações sísmicas. Outros temas pesquisados são estudos em rejeitos ferrosos, em resíduos sólidos urbanos, e em aterros estruturados. As pesquisas realizadas resultaram em recomendações e diretrizes de projeto, além de artigos publicados em periódicos e congressos na área de especialização, com um produto de doze teses e dissertações (ALMEIDA *et al.*, 2016)

A modelagem física em centrífuga consiste em uma importante ferramenta para o estudo de fenômenos geotécnicos. Comparada aos ensaios em grande escala, a

simulação da interação solo-duto em centrífuga é beneficiada pela utilização de modelos em escala reduzida, solicitando pequenas quantidades de solo e menor tempo. Neste contexto, ensaios em modelo desempenham papel importante na avaliação da interação solo-duto, à medida que contribuem para fornecer uma compreensão genérica desses eventos, não sendo restritos a um protótipo de projeto específico.

A modelagem física de um problema geotécnico deve respeitar as características do solo, que podem variar muito em um mesmo problema, pelas seguintes razões: (i) os solos foram originalmente depositados em camadas, implicando em uma diversidade que pode afetar um problema de diferentes maneiras; (ii) tensões *in situ* mudam com a profundidade, sendo o comportamento do solo função do nível e história de tensões (TAYLOR, 1995; MADABHUSHI, 2015).

No protótipo atuam tensões verticais geostáticas função da profundidade e do peso específico dos solos envolvidos. No modelo as tensões aumentam com a profundidade e variam segundo a densidade e intensidade do campo de aceleração. Considerando a utilização do solo de protótipo em modelo, e respeitando-se ainda a história de tensões, a tensão no modelo a uma profundidade h_m , submetido a um campo de aceleração N vezes o da gravidade terrestre, será idêntica àquela na profundidade $h_p = Nh_m$ no protótipo correspondente. Essa consiste na lei básica de escala para modelagem centrífuga.

Considerando o campo de atuação geotécnico, a aceleração da gravidade da terra é considerada uniforme, porém, no modelo centrífugo a aceleração é variável com o raio ($a = \omega^2 r$). Dessa forma, a aceleração na superfície do modelo é menor do que na base. Isto ocasiona uma ligeira diferença no perfil de tensões entre o modelo e o protótipo, problema este que pode ser amenizado com uma seleção cuidadosa do raio no qual o fator de escala N é determinado. A igualdade de tensões é alcançada na profundidade $2/3h_m$, conforme apresenta a Figura 2.12 (TAYLOR, 1995).

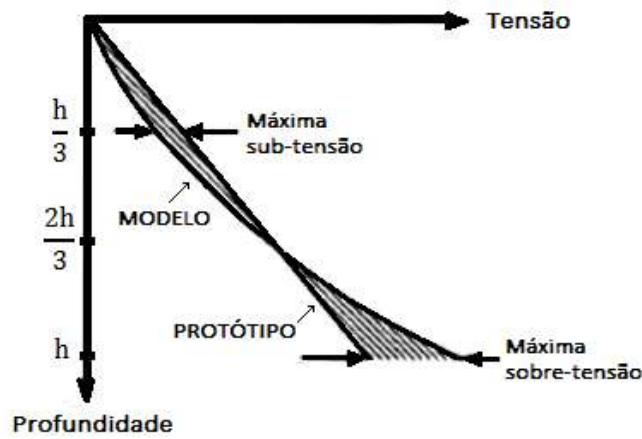


Figura 2.12. Comparação da variação de tensões com a profundidade do modelo e protótipo (TAYLOR, 1995).

Uma das grandes vantagens da modelagem física em centrífuga para problemas geotécnicos é a redução do tempo de adensamento. O adensamento ocorre por meio da dissipação de excesso de poro pressões e consiste em um processo de difusão (TAYLOR, 1995). Sendo o grau de adensamento T_v o mesmo para protótipo e modelo, c_{vm} e c_{vp} , os coeficientes de adensamento e t_m e t_p os tempos de adensamento em modelo e protótipo, respectivamente, tem-se, conforme a Eq. 2.11:

$$T_v = \frac{c_{vm}t_m}{h_m^2} = \frac{c_{vp}t_p}{h_p^2} \quad (\text{Eq. 2.11})$$

Com $h_p = Nh_m$, tem-se (Eq. 2.12):

$$t_m = \frac{1}{N^2} \frac{c_{vp}}{c_{vm}} t_p \quad (\text{Eq. 2.12})$$

Logo, considerando o solo do modelo idêntico ao de protótipo, o fator de escala modelo:protótipo será $1:N^2$. Isto implica, por exemplo, que um processo de adensamento que leva 10 anos, pode ser simulado em aproximadamente 9 horas impondo-se uma aceleração de 100 gravidades. Outras relações de escala em modelos centrífugos são apresentadas na Tabela 2.2. No entanto, este tempo relacionado a fenômenos de difusão, deve ser diferido do tempo relacionado à fluência, cuja relação de escala modelo:protótipo é 1:1.

Tabela 2.2. Relações de escala em modelos centrífugos (STEWART, 1992).

Parâmetro	Modelo/Protótipo
Gravidade	N
Comprimento	1/N
Densidade	1
Massa	1/N ³
Tensão	1
Deformação	1
Força	1/N ²
Momento Fletor	1/N ³
Tempo (difusão)	1/N ²
Tempo (fluência)	1

Capítulo 3 - Materiais e Métodos

Este capítulo objetiva descrever os procedimentos necessários à execução dos ensaios e obtenção dos resultados. Descreve-se o solo ensaiado, os equipamentos e instrumentação, as fases e metodologias utilizadas para os ensaios T-bar, de interação axial e lateral e o tratamento dos dados obtidos.

3.1. Caracterização do solo

O solo a ser utilizado nos ensaios foi definido considerando o tipo predominante em ambientes de águas profundas, as argilas moles. Para tal, foi utilizado um caulim, material amplamente utilizado na modelagem centrífuga para representar um solo argiloso típico (DINGLE *et al.*, 2008).

O caulim foi caracterizado no trabalho de SILVA (2015), e as propriedades relevantes para este trabalho são apresentadas resumidamente na Tabela 3.1. Os parâmetros do Modelo *Cam-clay* foram obtidos através de uma campanha de ensaios de laboratório que incluiu ensaios de adensamento oedométrico e triaxiais CAU normalmente adensados e sobreadensados. Maiores informações podem ser obtidas ainda no trabalho de TREJO (2015).

Tabela 3.1. Propriedades do caulim (SILVA, 2015).

Propriedade	Valores
Limites de Atterberg	$LL = 54\%$ $LP = 20\%$ $IP = 34\%$
Densidade real dos grãos, G_s	$G_s = 2,567$
Coeficiente de adensamento, c_v	$c_v = 6,48 \text{ E-}07 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$
Parâmetros do Modelo <i>Cam-Clay</i>	$\lambda = 0,107$ $\kappa = 0,015$ $A = 1 - \kappa / \lambda = 0,86$ (Oedométricos) $M = 0,93$ (Triaxial CAU normalmente adensado)

3.2. Sistema de carga vertical controlada

Um sistema de carga vertical controlada deve ser capaz de controlar a força aplicada sobre um meio específico. O sistema utilizado na presente pesquisa foi especialmente projetado a fim de possibilitar a aplicação de uma força constante durante

a movimentação do duto. Dessa maneira, foi possível realizar a simulação de diferentes pesos de dutos.

Para manter a força constante, o sistema movimenta o atuador para cima e para baixo a fim de compensar as variações de força devido à movimentação horizontal. Em tempo real, uma célula de carga acima do duto mede a força aplicada e dá um retorno ao sistema de força controlada, que então determina se o atuador deve se mover para cima ou para baixo, de acordo com a necessidade de diminuir ou aumentar o valor da força, respectivamente.

O sistema permite ajustar uma ‘velocidade’ de busca do atuador, que deve ser definida em função da rigidez do solo. ‘Velocidades’ maiores foram definidas para os ensaios de interação em argila muito mole, e menores para os ensaios em argila mole. O sistema é composto por uma célula de carga vertical e um dispositivo de interface analógico-digital, conectados a um sistema de aquisição de dados (TREJO, 2015).

3.3. Tratamento de sinais

Durante a simulação do peso do duto na interação solo-duto, o sistema de carga vertical controlada busca manter o valor aplicado. Entretanto, existe uma flutuação no sinal fornecido pela célula de carga vertical, e o resultado dos registros de forças verticais indica oscilações em torno de um valor constante, pois o sistema tem que compensar as variações devidas à movimentação horizontal.

A utilização das forças verticais é fundamental na verificação da aplicação do peso do duto, da sua evolução com a interação cíclica, e especialmente nas análises envolvendo o fator de atrito solo-duto. Neste caso, para se conseguir utilizar os dados é fundamental realizar o processamento dos sinais. Para isso, foi utilizada a Transformada Curta de Fourier, cuja metodologia consiste em dividir o sinal em várias janelas de comprimento fixo, a fim de estudar cada janela separadamente e tratar o sinal como estacionário. Para esse fim foi utilizado o software Origin pro 8.1, que possibilita a suavização do ruído presente no sinal. A Figura 3.1 ilustra um resultado de suavização típica. Maiores detalhes sobre a utilização da Transformada Curta de Fourier no tratamento de dados são apresentados em PARDO (2015).

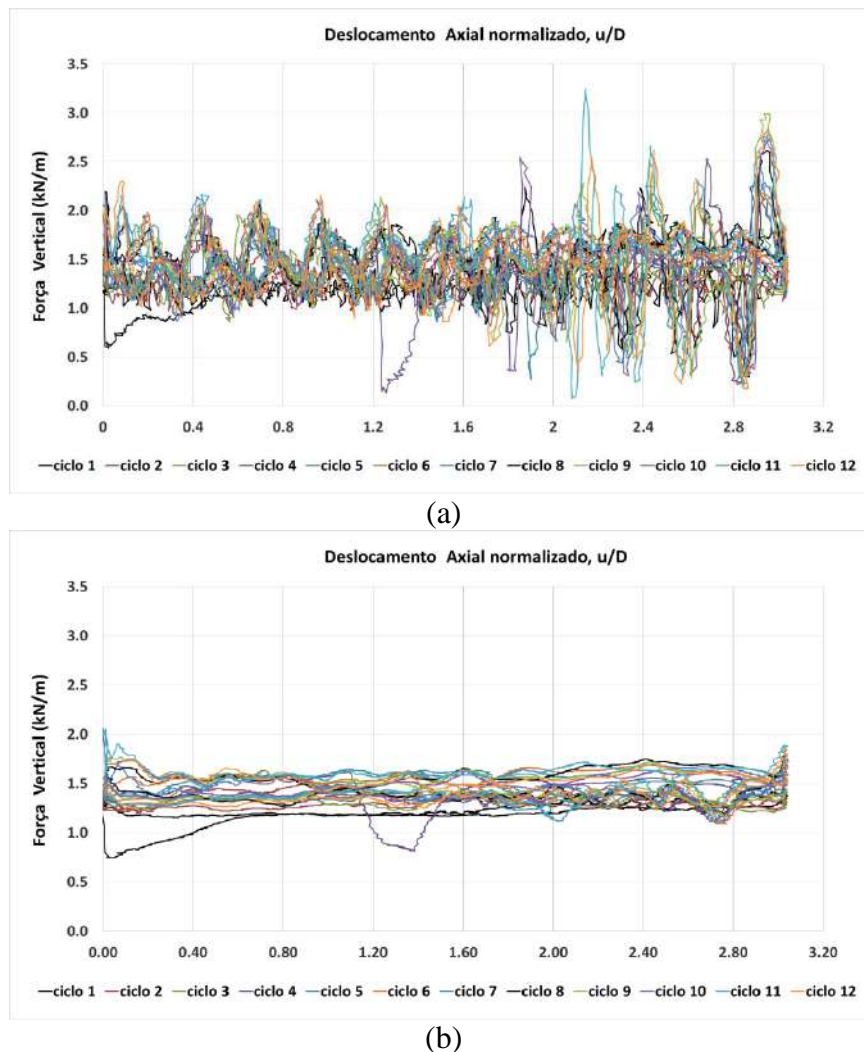


Figura 3.1. Resultado de forças verticais (a) não tratado e (b) tratado.

3.4. Definição do peso do duto

Ensaio de interação solo-duto em pesquisas anteriores foram realizados considerando deslocamento controlado (GUIMARÃES, 2014; TARAZONA, 2015; TREJO, 2015), com imposição de um enterramento inicial e posterior arraste com deslocamento vertical constante. Entretanto, neste trabalho o deslocamento vertical é função do peso submerso do duto, imposto por meio do sistema de carga vertical controlada, avanço que confere maior grau de realismo à simulação.

O peso do duto em modelo foi definido com base em dados de projeto fornecidos por empresa da área *offshore* e leis de escala apropriadas. O processo de cálculo é apresentado resumidamente na Tabela 3.2, onde D representa o diâmetro, N o fator de escala, L o comprimento do duto e V o peso submerso, sendo os subscritos m e p usados para indicar modelo e protótipo, respectivamente. O modelo de duto foi dimensionado de modo a simular protótipos de 0,5 m de diâmetro.

Tabela 3.2. Definição do peso do duto.

D_m	15	mm
D_p	500	mm
N	33	
L_m	53	mm
L_p	1,7	m
V_p^*	1,1	kN/m
V_p	1,9	kN
V_m	1,8	N

*peso linear

Para o peso submerso em modelo de 1,8 N, (2 N em termos práticos, devido à precisão do sistema), ensaios preliminares indicaram um enterramento final da ordem de 50%, após interação cíclica. Considerando os níveis de enterramento avaliados nas pesquisas mencionadas acima, 25%, 50% e 75%, com a condição de deslocamento controlado, foram definidas outras duas forças em modelo para a simulação, 1 N e 3 N, para os ensaios axiais. Isto implica na simulação, e consequente avaliação de resposta, de três diferentes pesos de dutos: $V1 = 0,6$ kN/m, $V2 = 1,2$ kN/m e $V3 = 1,9$ kN/m. Os ensaios de movimentação lateral foram conduzidos somente sob o peso $V2$.

3.5. Equipamentos e instrumentação

3.5.1. Centrífuga de braço

Os ensaios de adensamento, interação axial e lateral, e T-bar foram conduzidos na mini centrífuga geotécnica de braço, do Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós Graduação e Pesquisa de Engenharia – COPPE/UFRJ, no Laboratório de Geotecnia (Figura 3.2). A Centrífuga possui capacidade de trabalho máxima de aproximadamente trezentas vezes a aceleração inercial (9 G-Tonne a 638 rpm). Suas principais características podem ser encontradas em ALMEIDA *et al.* (2014).



Figura 3.2. Centrífuga de braço da COPPE (ALMEIDA *et al*, 2014).

Dos principais componentes da centrífuga, merecem ser mencionados:

- Sistema de aquisição de dados, que permite a obtenção dos dados por meio de um computador de bordo (Figura 3.3);
- Caixa tipo balanço, fabricada em alumínio de alta resistência, que permite realizar ensaios em amostras de até 0,10 m de largura, 0,30 m de comprimento e 0,18 m de altura (Figura 3.4a).
- Atuador bidirecional, cujos dois eixos de movimentação permitem a movimentação horizontal e vertical dos modelos nele instalados (Figura 3.4b). As especificações desse instrumento podem ser encontradas em TREJO (2015).



Figura 3.3. Sistema de aquisição de dados (TREJO, 2015).

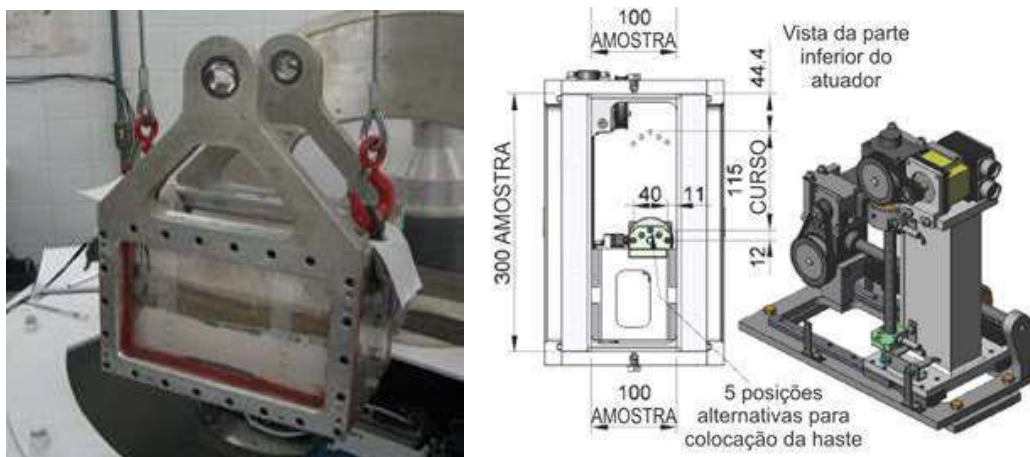


Figura 3.4. Componentes da centrífuga: (a) caixa e (b) atuador (TREJO, 2015).

3.5.2. Células de carga

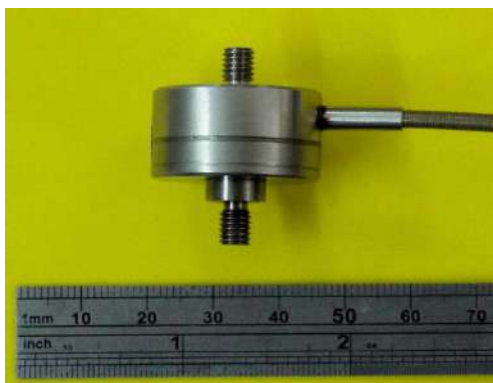
A medição das respostas verticais, axiais e laterais ante a movimentação do duto foi realizada com o uso de células de carga.

Célula de carga vertical

O registro de forças verticais durante os ensaios de atuação axial e lateral e T-bar, foi realizado por meio de células de carga ELPF-T2M-250N[®] e ELPF-T2M-50N[®], da Measurement Specialities[™], com capacidades de 50 e 250 N, respectivamente (Figura 3.5a). A célula vertical foi utilizada ainda pelo sistema de carga vertical controlada, para realizar o controle da força (Item 3.2).

Célula de carga horizontal

Para a medição das respostas axiais e laterais na interação solo-duto, foi utilizada uma célula de carga confeccionada especialmente para estes ensaios, e que consiste de uma peça sólida dotada de um estreitamento, com extensômetros, conforme se apresenta na Figura 3.5b. O estreitamento adotado foi dimensionado com base em critério estabelecido em OLIVEIRA (2005). Foram utilizadas células com 1 e 2 mm de seção.



(a)



(b)

Figura 3.5. Célula de carga (a) vertical e (b) horizontal.

3.5.3. Transdutor de poro pressão

Durante as etapas de adensamento, atuação e T-bar, registrou-se o desenvolvimento das poro pressões por meio de um transdutor de PDCR 81-7532, da GE Druck IncorporatedTM, apresentado na Figura 3.6. Este instrumento consiste em um diafragma flexível de silicone e uma pedra porosa de 7 bar envoltos em uma capa metálica. Com alimentação de 5 V, gerava saídas de ± 10 mV, amplificados e transmitidos para o sistema de aquisição de dados.

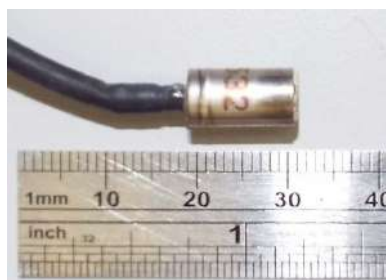


Figura 3.6. Detalhe do transdutor de poro pressão.

3.5.4. Transdutor de deslocamento

Para a medição dos deslocamentos na etapa de adensamento, utilizou-se um transdutor de deslocamento retilíneo (Figura 3.7), GEFran PY-2, com curso de 50 mm.



Figura 3.7. Transdutor de deslocamento.

3.5.5. Duto para ensaio de interação axial

Os ensaios de interação axial foram realizados utilizando um modelo de duto cuja configuração permite o registro das forças axiais sem considerar o efeito da ponta (Figura 3.8), desenvolvido por TREJO (2015).

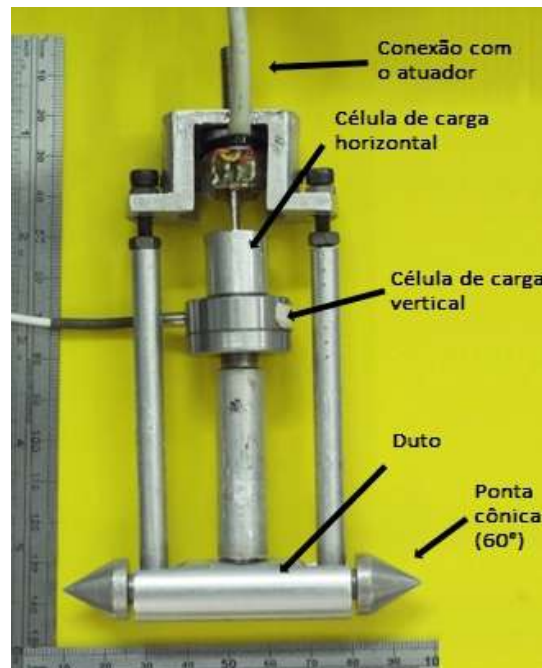


Figura 3.8. Duto axial montado.

A conexão 1 transmite as forças das pontas cônicas para a peça rígida, ao passo que a conexão 2 permite o registro das forças de atrito entre o solo e duto isoladamente (Figura 3.9). Para isso, uma célula de carga horizontal é acoplada ao sistema, enquanto a célula de carga vertical auxilia o sistema de carga vertical

controlada na simulação do carregamento vertical constante. O desenvolvimento deste novo modelo de duto foi motivado pela pesquisa de TARAZONA (2015), que utilizou um modelo de duto maciço (Figura 3.10). Nesta pesquisa observou-se a dificuldade de diferenciação entre as forças desenvolvidas na ponta e no fuste do duto.



Figura 3.9. Conexões do duto axial.



Figura 3.10. Duto axial 'antigo'.

O duto possui diâmetro igual a 15 mm, a fim simular protótipos de 0,5 m ($N = 33$), e um comprimento de três diâmetros e meio, devido às limitações geométricas do conjunto atuador-caixa de ensaio.

3.5.6. Duto para ensaio de interação lateral

O duto utilizado nos ensaios de interação lateral é apresentado na Figura 3.11. Uma célula de carga de 250 N foi utilizada para o registro das forças verticais e simulação do peso do duto, e uma célula de flexão horizontal para a leitura das forças horizontais durante o ensaio. Assim como o duto axial, o duto lateral possui diâmetro igual a 15 mm, a fim simular protótipos de 0,5 m, e um comprimento de quatro diâmetros.



Figura 3.11. Duto lateral com instrumentação.

3.6. Fases do ensaio e procedimentos

3.6.1. Adensamento

A fase de adensamento objetivou preparar a amostra de solo para posterior atuação cíclica do duto. Dois diferentes perfis de resistência foram obtidos com o auxílio de sobrecargas, constituídas de placas de aço de espessura de 7,3 mm (sobrecarga de 19,7 kPa) e 18 mm (sobrecarga de 118,4 kPa), definindo os *Perfis 1* e *2*, denominados de *P1* e *P2*, respectivamente. As dimensões das placas de aço foram avaliadas por cálculos analíticos de obtenção de recalque em solos moles (TREJO, 2015). Descrevem-se abaixo os procedimentos necessários à realização desta etapa:

- Inicialmente o caulim é misturado à água durante uma hora em um misturador com a finalidade de uniformizar a amostra (Figura 3.12a);
- A caixa de ensaio é preparada com geotêxtil no fundo para evitar o contato do solo com o alumínio e o transdutor de poro pressão é instalado (Figura 3.12b);
- Deposita-se a mistura na caixa pela técnica de grumos (OLIVEIRA, 2005; RAMMAH *et al.*, 2014), que possibilita a formação de uma camada de solo homogênea com o adensamento (Figura 3.12c);
- Em seguida a superfície da camada de solo é nivelada (Figura 3.12d);

- O controle da altura da camada é realizado com o auxílio de um paquímetro (Figura 3.12e);

- A placa de sobrecarga é inserida na caixa com uma camada de papel filtro na interface com o solo (Figura 3.12f);

- Com isso, o transdutor de deslocamento é posicionado na caixa, que é inserida na centrífuga em seguida (Figura 3.12g).



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)



(g)

Figura 3.12. Procedimentos para a realização do adensamento: a) homogeneização da mistura de caulim e água; b) preparo da caixa de ensaio com geotêxtil e instalação do transdutor de poro pressão; c) solo depositado na caixa pela técnica de grumos; d) nivelamento da superfície; e) controle da altura da camada de solo; f) inserção da sobrecarga; g) montagem com o transdutor de deslocamento e inserção da caixa na centrífuga.

O ensaio foi conduzido a 100 g, com intervalos de 10 g a cada 10 minutos, no início e fim do ensaio, respectivamente. A altura da camada inicial da amostra foi definida como 90 mm, em função da geometria da caixa em conjunto com o atuador e os dutos.

A Figura 3.13 mostra os perfis de tensão vertical efetiva σ'_v ao longo da amostra de solo, obtidos a partir do cálculo de tensões efetivas no modelo centrífugo para os dois perfis de solo. A tensão vertical efetiva máxima (σ'_{vm}) é alcançada na fase de adensamento (100 g), com a aplicação das sobrecargas (Item 3.6.1), enquanto a tensão vertical efetiva atuante (σ'_{v0}) corresponde àquela alcançada na fase de atuação cíclica (33 g).

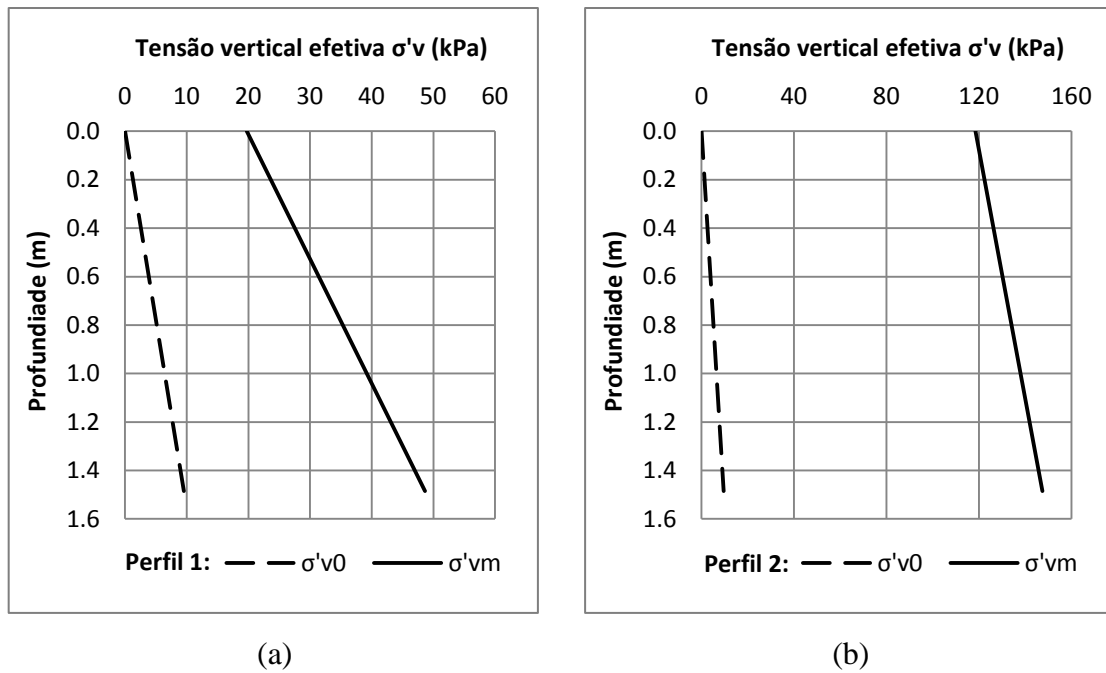


Figura 3.13. Tensão vertical efetiva vs. profundidade no modelo centrífugo para o (a) perfil 1 e (b) perfil 2.

A Figura 3.14 apresenta a razão de sobreadensamento OCR ao longo da profundidade para os dois perfis, obtida a partir da Figura 3.13.

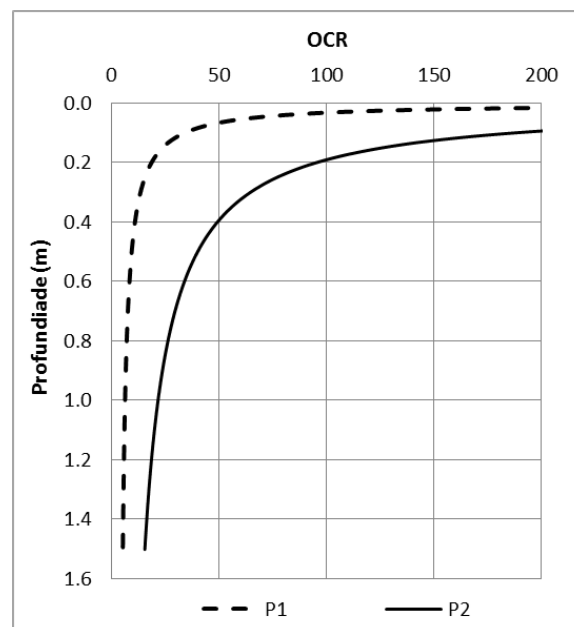


Figura 3.14. Razão de sobreadensamento do modelo centrífugo ao longo da profundidade para os dois perfis.

3.6.2. Ensaio T-bar

O instrumento T-bar utilizado possui dimensões de 5 mm de diâmetro e 20 mm de comprimento. A instrumentação foi realizada por meio de uma célula de carga vertical de 250 N. A composição penetrômetro T-bar-célula de carga é apresentada na Figura 3.15.



Figura 3.15. Penetrômetro T-bar com célula vertical.

Os ensaios T-bar foram realizados a fim de fornecer o perfil de resistência não drenada das amostras e auxiliar na verificação da repetibilidade dos perfis. Após a fase de atuação, o conjunto T-bar - célula de carga foi acoplado ao atuador, procedendo-se a montagem e execução do ensaio. A Tabela 3.3 resume as principais características do ensaio e penetrômetro T-bar.

Tabela 3.3. Características do ensaio e penetrômetro T-bar.

Características	Especificações
Diâmetro do t-bar	5 mm
Comprimento do t-bar (4 D)	20 mm
Amplitude do movimento (3D)	~45 mm
Número de ciclos	1
Aceleração	33 g
Velocidade de atuação (modelo) (V=10)	1,3 mm/s
Espessura da camada de argila	70 mm
Altura de água sobre a camada	20 mm

A velocidade de cravação do ensaio, v , foi definida visando garantir um comportamento não drenado. Esta velocidade pode ser estimada com base na Eq. 3.1, definida por FINNIE e RANDOLPH (1994):

$$V = \frac{v \cdot D}{c_v} \quad (\text{Eq. 3.1})$$

sendo o coeficiente de adensamento médio c_v equivalente a $6,48 \times 10^{-7} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ (Tabela 3.1), D o diâmetro do T-bar e V a velocidade normalizada.

A curva *Backbone* é definida no espaço resistência *versus* velocidade normalizada, e possibilita definir o trecho onde o material apresenta comportamento não drenado. Esta curva pode ser obtida pela realização de ensaios T-bar, variando as velocidades de cravação v .

Estudos anteriores (WATSON e SUEMASA, 2000; HOUSE *et al.*, 2001; RANDOLPH e HOPE, 2004 e TREJO, 2015) verificaram através de curvas *Backbone* um ponto de inflexão na velocidade normalizada V igual a 10, conforme se apresenta na Figura 3.16. Dessa forma, um comportamento não drenado pode ser obtido para uma velocidade normalizada maior ou igual a 10.

Com o valor de V definido como 10, pôde-se calcular a velocidade mínima que resultaria em um comportamento não drenado durante a cravação do T-bar. Assim, por meio da Eq. 3.1 obteve-se o valor de 1,3 mm/s.

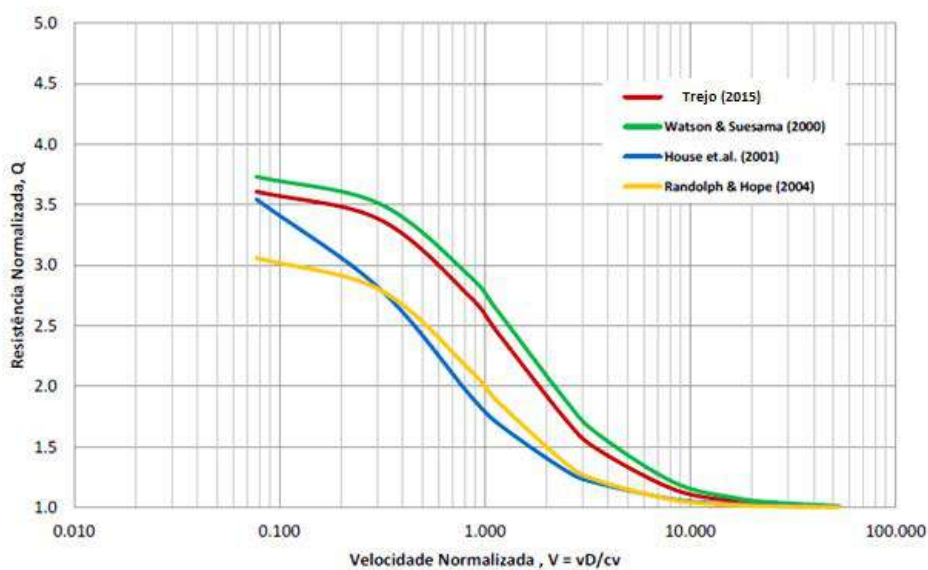


Figura 3.16. Curvas *Backbone* segundo diversos autores (TREJO, 2015).

Os resultados obtidos para os perfis 1 e 2 são apresentados na Figura 3.17. Além disso, apresenta-se em cada figura o valor médio do conjunto de ensaios, máximos e mínimos, para valores médios $\pm 1,25$ desvio padrão σ (90% Gauss). Nota-se uma maior dispersão nos resultados para o perfil 2, que pode estar relacionado tanto à técnica de grumos quanto à variabilidade do caulim aqui utilizado.

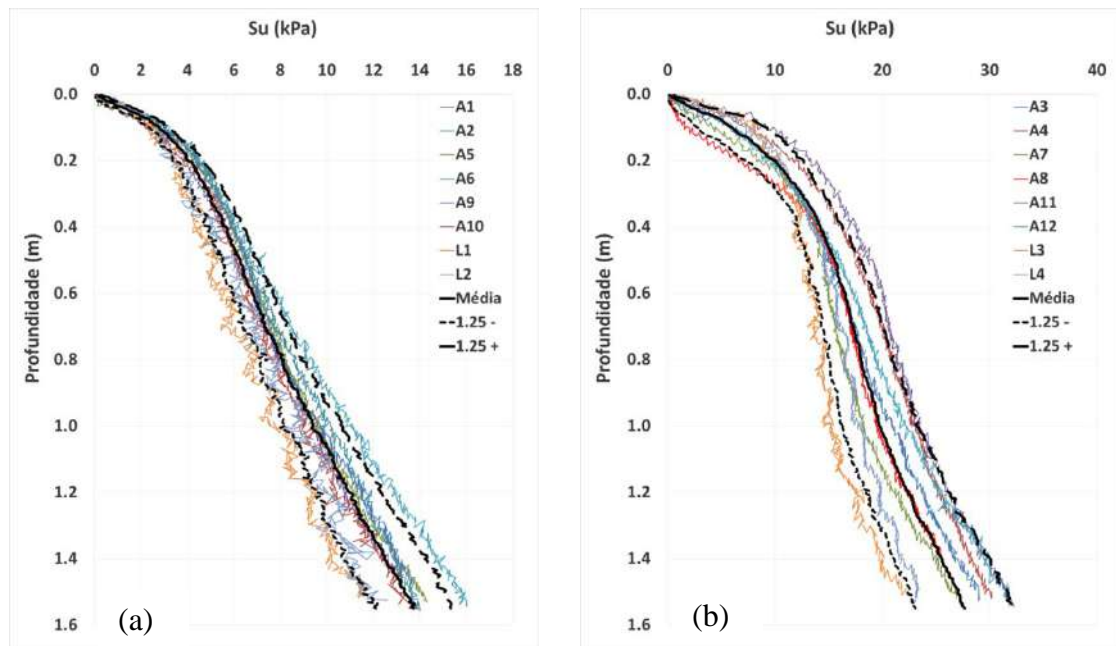


Figura 3.17. Perfil de resistência não drenada da argila para (a) perfil 1 e (b) perfil 2.

3.6.3. Interação solo-duto

Para a fase de interação solo-duto, inicialmente realizou-se a imposição do peso do duto, por meio do sistema de carga vertical controlada, o que acarretou um pequeno enterramento inicial. Portanto, este processo simula um enterramento inicial devido ao peso próprio do duto, simplesmente. Após a estabilização deste carregamento, procedeu-se com a interação cíclica, que objetiva simular ciclos de operação na linha de duto. Uma resposta típica deste processo é apresentada na Figura 3.18.

Os ensaios de interação axial e lateral foram realizados considerando a movimentação cíclica com amplitude constante. No caso dos ensaios de interação lateral, observações de campo mostram que após o crescimento inicial da curvatura de flambagem a amplitude do movimento se torna aproximadamente constante durante os ciclos subsequentes de expansão e contração. As bermas de solo são formadas no limite

de cada ciclo, onde solo é agregado a cada arraste, transportado à frente do duto (BRUTON *et al.*, 2006).

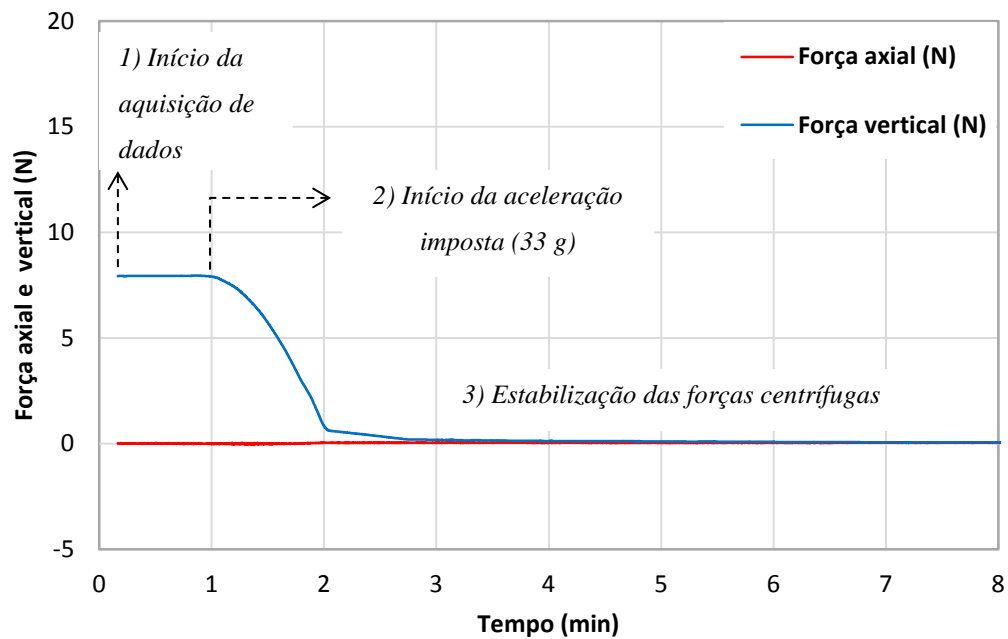
Velocidade de atuação cíclica

Da mesma forma que para os ensaios T-bar, a velocidade de atuação cíclica para a simulação da interação solo-duto foi definida em função dos resultados da curva *Backbone*. Entretanto, para estes ensaios foi fixada uma velocidade normalizada V igual a 20, a fim de garantir um comportamento não drenado durante os ensaios. Por meio da Eq. 3.1, obteve-se uma velocidade de atuação igual a 0,86 mm/s, considerando o diâmetro dos dutos em modelo de 15 mm.

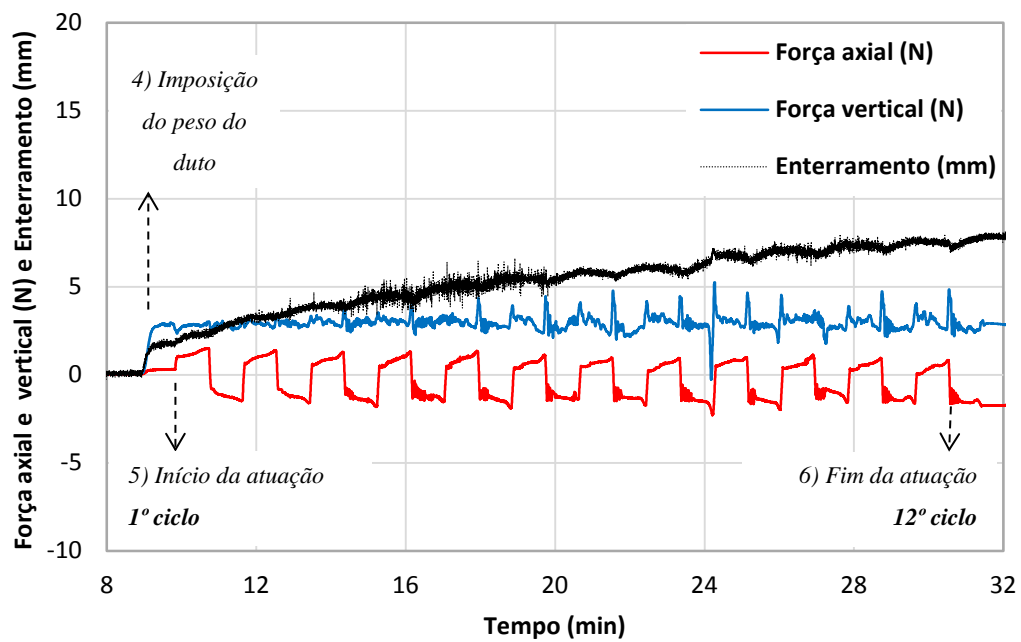
Interação axial

Após a preparação física do ensaio, procede-se com a atuação em centrífuga. A Figura 3.18 ilustra as principais fases do ensaio, onde a Figura 3.18a apresenta a variação das forças axiais e verticais com o tempo, desde o início da aquisição de dados até o alcance da aceleração definida para o modelo, enquanto a Figura 3.18b apresenta ainda a variação do enterramento, desde a imposição do peso do duto até o término da atuação cíclica. Listam-se abaixo as principais fases do ensaio de interação axial (sendo os itens indicados na Figura 3.18):

- 1) Acionamento do sistema de aquisição de dados;
- 2) Aceleração gradual e transmissão do campo inercial de 33 g ao modelo em escala;
- 3) Estabilização das acelerações do sistema, com um registro constante das forças do ensaio;
- 4) Após a estabilização das acelerações procede-se com a imposição do peso do duto, com o auxílio do sistema de carga vertical controlada;
- 5) Alcançada a força devida ao peso do duto, dá-se início à atuação cíclica do duto, com amplitude constante. Neste ponto verifica-se o aumento imediato da força axial devido à mobilização de resistência no primeiro ciclo do movimento.
- 6) Fim da atuação e término do 12º e último ciclo.



(a)



(b)

Figura 3.18. Resposta típica da interação solo-duto: (a) início da aquisição até estabilização das acelerações, e (b) imposição do peso do duto até fim da atuação cíclica.

A Tabela 3.4 apresenta as principais características dos ensaios de interação axial.

Tabela 3.4. Características dos ensaios de interação axial.

Características	Especificações
Diâmetro do duto (D)	15 mm
Comprimento do duto (3,5 D)	53 mm
Amplitude do movimento (3D)	45 mm
Número de ciclos	12
Pesos de duto utilizados	V1, V2, V3
Aceleração	33 g
Velocidade de atuação (modelo)	0,86 mm/s
Espessura da camada de argila	70 mm
Altura de água sobre a camada	20 mm

Interação lateral

Tanto a preparação, quanto as fases do ensaio de interação lateral são análogas ao ensaio de interação axial, descrito no item anterior.

A Tabela 3.5 apresenta as características dos ensaios de interação lateral.

Tabela 3.5. Características dos ensaios de interação lateral.

Características	Especificações
Diâmetro do duto	15 mm
Comprimento do duto (4 D)	60 mm
Amplitude do movimento (3D)	45 mm
Número de ciclos	12
Pesos de duto utilizados	V2
Aceleração	33 g
Velocidade de atuação (modelo)	0,86 mm/s
Espessura da camada de argila	70 mm
Altura de água sobre a camada	20 mm

3.7. Comentários finais

Os ensaios realizados na presente pesquisa foram desenvolvidos com o objetivo de contribuir para a compreensão dos mecanismos envolvidos na interação solo-duto, especialmente nas direções axial e lateral.

O solo utilizado no modelo foi preparado de modo a simular as características geotécnicas dos solos argilosos marinhos presentes em algumas bacias brasileiras. As amostras foram adensadas em centrífuga com o uso de sobrecargas. Os dutos utilizados foram concebidos a fim de simular protótipos de 0,5m de diâmetro e o registro das forças realizado com instrumentação adequada. Com o auxílio de um sistema de carga vertical controlada e um atuador bidirecional foi possível simular diferentes pesos de dutos e sua movimentação cíclica. A centrífuga geotécnica se mostra uma ferramenta bastante eficiente para a simulação destes fenômenos (Item 2.5). Ao término de cada ensaio de interação cíclica realizou-se um ensaio T-bar, a fim de fornecer o perfil de resistência não drenada do solo e possibilitar controle da repetibilidade das amostras.

Capítulo 4 - Apresentação e Análise dos Resultados

Neste capítulo serão apresentados resultados e análises realizadas nos ensaios T-bar e de interação axial e lateral. Para os ensaios de interação axial serão apresentados resultados de enterramento e fatores de atrito residuais e cíclicos. Para os ensaios de interação lateral, além disso, serão avaliadas as resistências *breakout* e de berma.

4.1. Ensaio T-bar

Os ensaios T-bar foram conduzidos de acordo com os procedimentos apresentados no Capítulo 3. Em cada modelo ensaiado realizou-se um ensaio T-bar que objetivou a obtenção da resistência não drenada S_u na profundidade da base do duto, a qual foi usada como parâmetro normalizador dos ensaios, a fim de melhor comparar os resultados.

4.1.1. Avaliação da resistência não drenada em função da história de tensões

A resistência não drenada pode ser avaliada em função da história de tensões (OCR). A equação padrão adotada (LADD e FOOT, 1974) é:

$$\frac{S_u}{\sigma'_v} = K (\text{OCR})^m \quad (\text{Eq. 4.1})$$

onde K é a razão S_u/σ'_v do ensaio CAU normalmente adensado (primeiro ponto da Figura 4.1), e m corresponde ao coeficiente angular da reta encontrada no gráfico $\log(S_u/\sigma'_v)$ x $\log(\text{OCR})$ (Figura 4.1), utilizando os dados obtidos nos ensaios triaxiais CAU sobreadensados. Os valores de K e m obtidos por TREJO (2015) para o caulim aqui estudado (Figura 4.1) são 0,334 e 0,742, respectivamente.

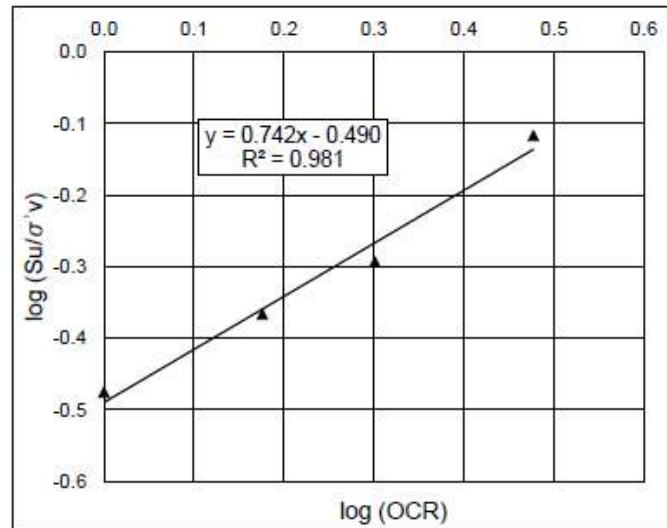


Figura 4.1. Gráfico $\log (Su / \sigma'_v) \times \log (OCR)$ (TREJO, 2015).

A Figura 4.2 apresenta os perfis de resistência obtidos para os ensaios de interação axial e lateral assim como a curva teórica obtida pela Eq. 4.1. Observou-se uma razoável aproximação dos resultados experimentais com a previsão segundo a Eq. 4.1.

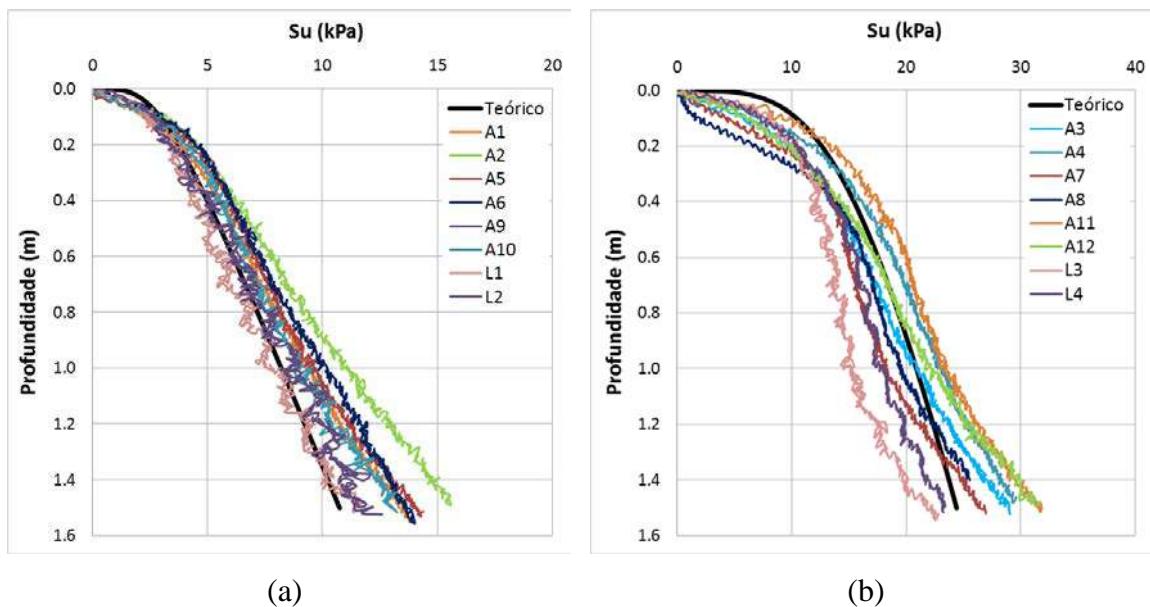


Figura 4.2. Resultados dos ensaios T-bar para o (a) perfil 1 e (b) perfil 2.

4.1.2. Comparação com resultados de outros autores

TREJO (2015) apresenta resultados e propostas para comparação dos resultados de ensaios T-bar. DUNCAN (2009) e PETROBRAS (2011) *apud* LOURENÇO (2014) mostram tendências de perfis típicos obtidos em ensaios de campo.

Para DUNCAN (2009), considerando as profundidades de 0 a 2 m, S_u equivale a 5 kPa, e para profundidades entre 2 e 10 m, a resistência não drenada segue a Eq. 4.2:

$$S_u \text{ (kPa)} = 0,7 + 1,8 z \text{ (m)} \quad (\text{Eq. 4.2})$$

PETROBRAS (2011) *apud* LOURENÇO (2014) propuseram a Eq. 4.3 para avaliação da resistência não drenada:

$$S_u \text{ (kPa)} = 1,4 z \text{ (m)} \quad (\text{Eq. 4.3})$$

Ainda segundo TREJO (2015), em 2008, a Petrobras realizou um programa de investigação geotécnica de bordo ao longo dos dutos de exportação do módulo 3 de Roncador-P55 e Marlim 99 (GEOMECÂNICA S.A., 2008). Outro programa de investigação do solo marinho utilizando CPTu (42 ensaios) foi realizado nas bacias de Campos (RJ) e Santos (SP). CARDOSO *et al.* (2015) avaliaram estatisticamente esses ensaios considerando diversos perfis. As propostas e valores obtidos são apresentados na Figura 4.3, em conjunto com os resultados experimentais.

O perfil 1 é mais próximo aos valores obtidos em Roncador-P55, nas bacias de Campos e Santos (probabilidades de 5%, 15% e 50%) e aos valores propostos por DUNCAN (2009). O Perfil 2 é próximo aos valores de dados de Bacias de Campos e Santos para os perfis com probabilidades de 85% e 90% até uma profundidade de 0,4 m. Segundo CARDOSO *et al.* (2015) este aumento de resistência não drenada do solo deve-se a uma possível presença de uma camada de crosta.

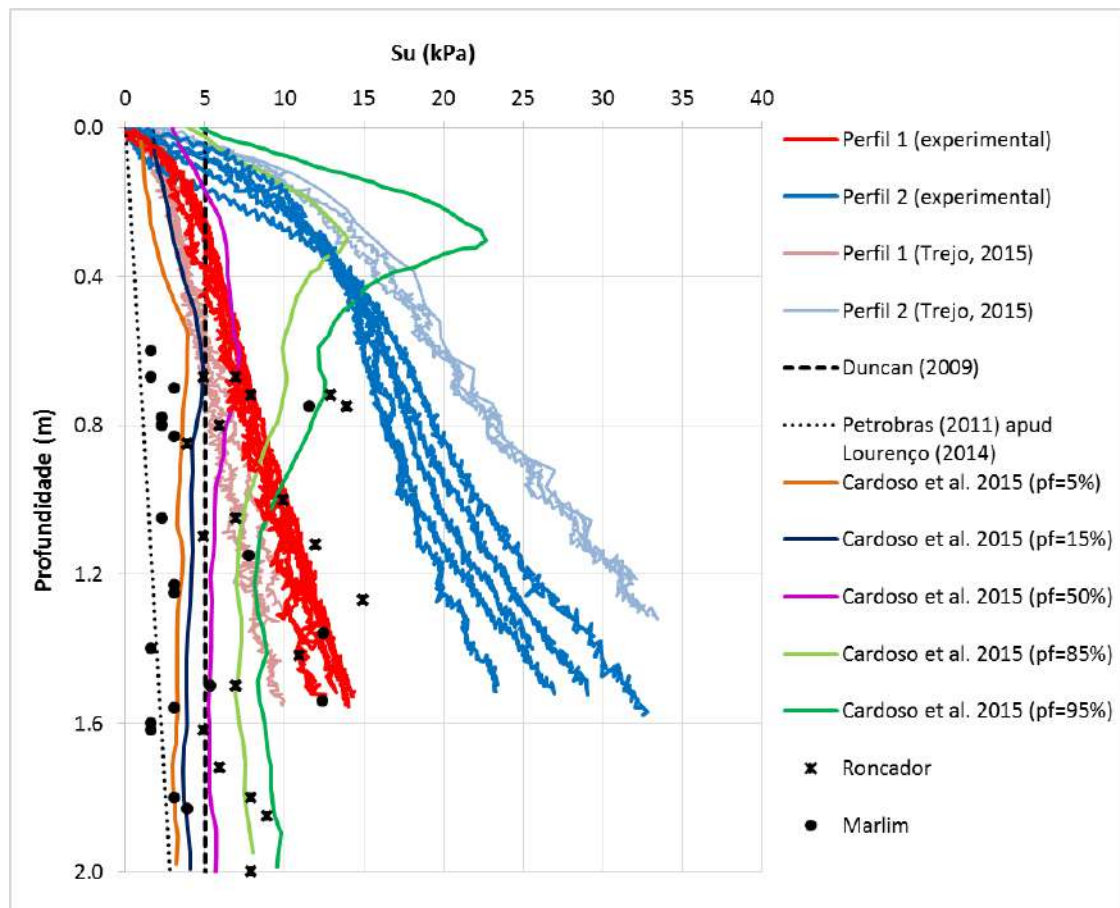


Figura 4.3. Comparação dos perfis de resistência experimentais com outros autores.

4.2. Ensaios de interação axial

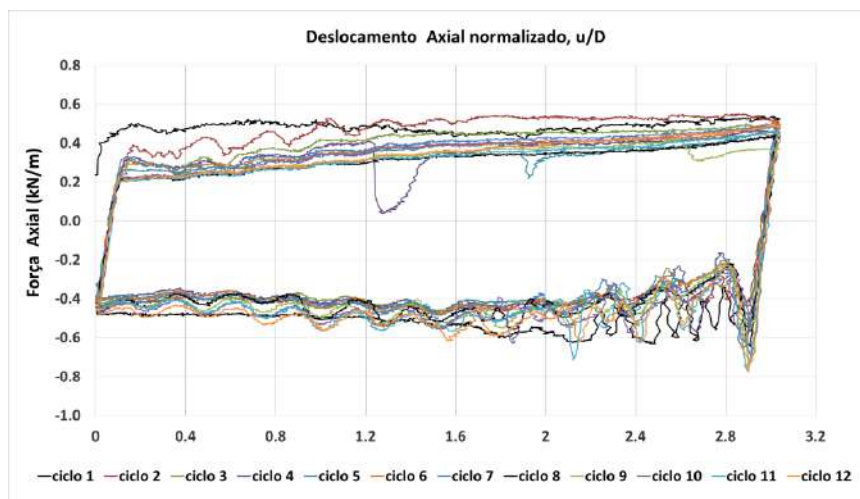
Os ensaios de interação axial foram realizados nos dois perfis de solo, apresentados no Capítulo 3, sendo *P1* o perfil “muito mole” e *P2* o perfil “mole”. Os ensaios foram conduzidos sob os pesos de duto *V1*, *V2*, *V3*, iguais a 0,6; 1,2 e 1,9 kN/m, respectivamente, definidos no Item 3.4. A Tabela 4.1 resume o programa de ensaios axiais.

Conforme apresentado na Tabela 4.1, foram realizados 12 ensaios de interação axial, 6 ensaios para cada perfil de resistência, 3 ensaios para cada peso de duto, com 2 ensaios para cada condição estudada.

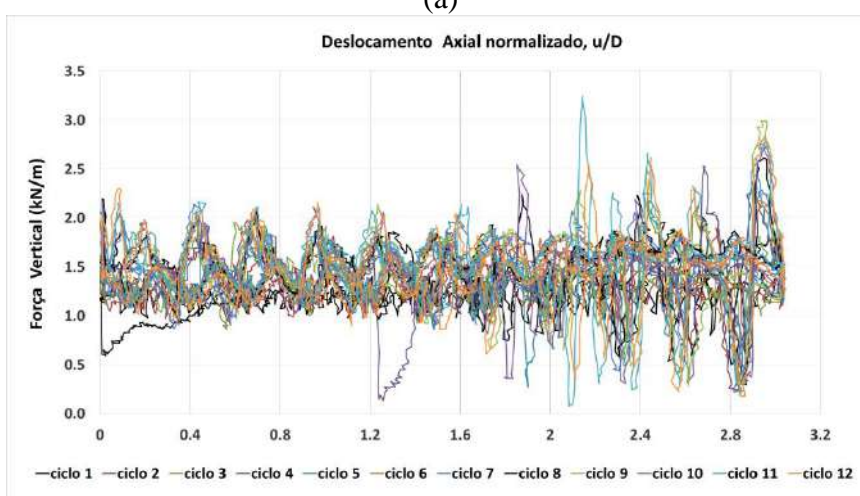
Tabela 4.1. Programa dos ensaios de interação axial.

Ensaio Axial	Perfil de Solo	Peso de duto
A1	P1	V1
A2	P1	V1
A3	P2	V1
A4	P2	V1
A5	P1	V2
A6	P1	V2
A7	P2	V2
A8	P2	V2
A9	P1	V3
A10	P1	V3
A11	P2	V3
A12	P2	V3

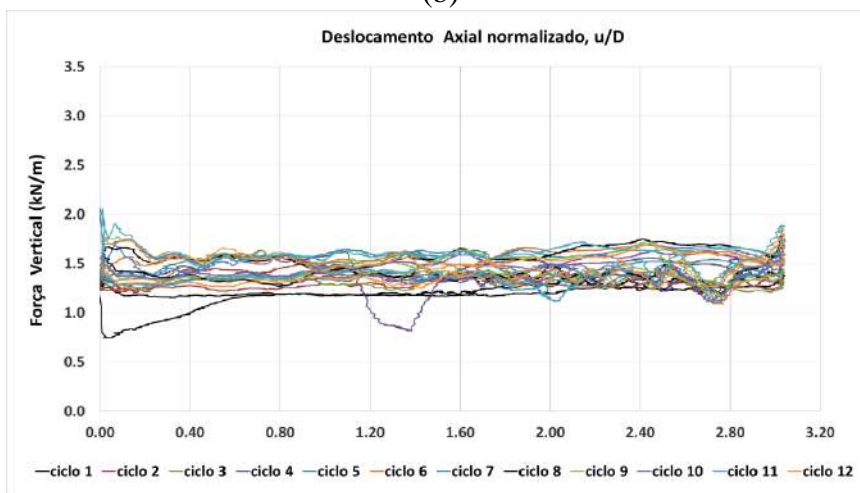
Durante os ensaios, as respostas de interação solo-duto foram medidas segundo as forças axiais e verticais desenvolvidas na movimentação. A Figura 4.4 apresenta uma resposta típica, com os resultados não tratados. A força vertical (Figura 4.4b) oscila em torno de um valor constante, neste caso, o peso do duto. Em alguns ensaios esta oscilação atingiu um nível tal que acarretou valores nulos em alguns pontos. Este comportamento estava prejudicando as análises nas quais a força vertical posicionava-se no denominador da fração (caso do fator de atrito). A solução para este problema consistiu então em aplicar uma suavização nas curvas (Figura 4.4c), conforme discutido no Item 3.4. Os resultados das forças axial e força vertical tratadas são apresentados no Anexo A.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.4. Resposta de interação típica dos ensaios de interação axial: (a) força axial e (b) força vertical e (c) força vertical após suavização (*Ensaio axial A2*).

4.2.1. Enterramento

Neste trabalho procurou-se avaliar a interação solo-duto mediante a simulação do lançamento do duto devido ao seu peso, que acarreta um enterramento inicial, seguindo-se a interação cíclica sob o peso do duto, o que resulta em um acréscimo significativo no enterramento. O enterramento aqui mencionado se refere ao enterramento nominal, definido no Item 2.2.1.

Considerando-se a utilização de um sistema de carga vertical controlada para a realização dos ensaios centrífugos, elaborou-se uma metodologia visando a padronização da rotina dos ensaios. Após a estabilização da aceleração centrífuga, foi dado ao sistema de carga vertical controlada um comando para alcançar a força alvo, esperando-se então pela sua estabilização. Em seguida procedeu-se ao início da atuação. Devido ao tempo decorrido entre a estabilização da força alvo, que foi variável, e o início da atuação, acredita-se que tenha ocorrido algum grau de amolgamento no solo.

Definiu-se como *enterramento inicial* aquele ocorrido desde a aplicação da força devida ao peso do duto até o instante anterior à atuação cíclica, e o *enterramento final* como o enterramento inicial acrescido do enterramento ocasionado pela movimentação cíclica sob o peso do duto.

Neste sentido, o *enterramento inicial* (w_i/D) foi variável, onde não houve uma relação bem estabelecida com a magnitude da força alvo (Figura 4.5). Entretanto, o *enterramento final* (w_f/D), apresentou tendência de crescimento com o aumento da força, conforme se apresenta na Figura 4.5. Para o enterramento inicial, esperavam-se valores maiores para carregamentos mais elevados, mas isso não foi verificado. Tal fato se justifica pela carência de controle na aplicação da força desejada antes do início da atuação, assim como no tempo decorrido desde sua aplicação até o início da atuação. O sistema de carga vertical controlada, utilizado pela primeira vez nos ensaios desta pesquisa, permite definir uma taxa para a busca da força alvo, que foi sendo ajustada ao longo dos ensaios.

O enterramento final (Figura 4.5) apresentou crescimento com o acréscimo da força, de forma que a aplicação de forças mais elevadas conduziu à obtenção de maiores níveis de enterramentos. Apesar disso, o enterramento final não se apresentou como um bom parâmetro de avaliação, pois é influenciado pelo enterramento inicial, que possui carência de controle.

A Figura 4.6 apresenta a *variação de enterramento* ($\Delta w/D$) entre início e fim do ensaio. Esta relação consiste na abordagem mais representativa para a condição de enterramento, pois permite considerar a variação entre o enterramento final e inicial ocorrido durante os ensaios.

Desta análise, observa-se que para os níveis de força iguais ou superiores a V2, as variações de enterramentos foram maiores para o perfil 1, de menor resistência. No entanto, para o peso V1, o enterramento final e a variação são maiores para o perfil 2. No caso da força vertical menor, o sistema de carga vertical controlada tem maior dificuldade em manter constante esta força, especialmente no caso do perfil 2 (maior resistência), onde foram desenvolvidas forças mais elevadas comparadas aos ensaios no perfil 1.

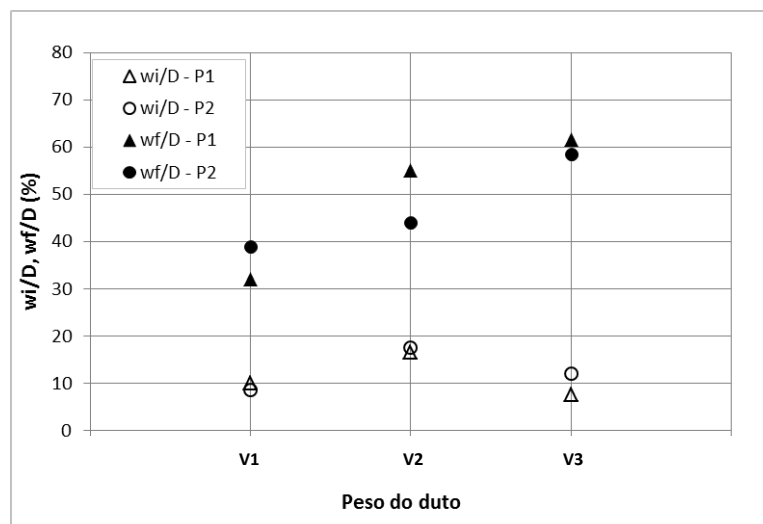


Figura 4.5. Enterramento inicial e final vs. força vertical.

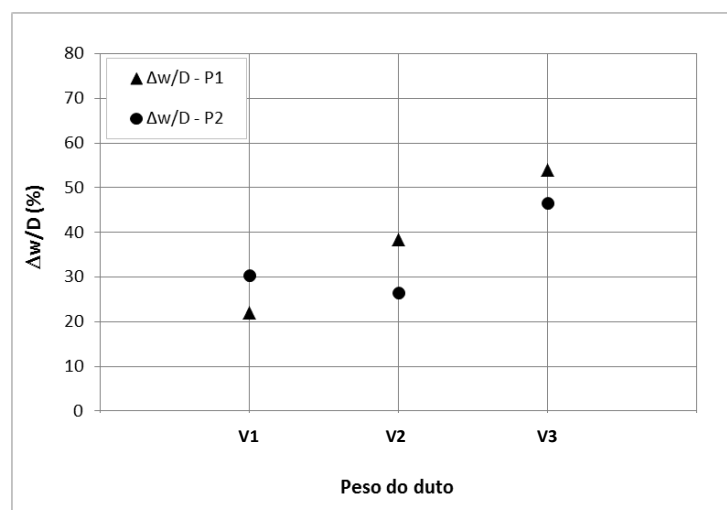


Figura 4.6. Variação de enterramento vs. força vertical.

4.2.2. Fator de atrito axial, A/V

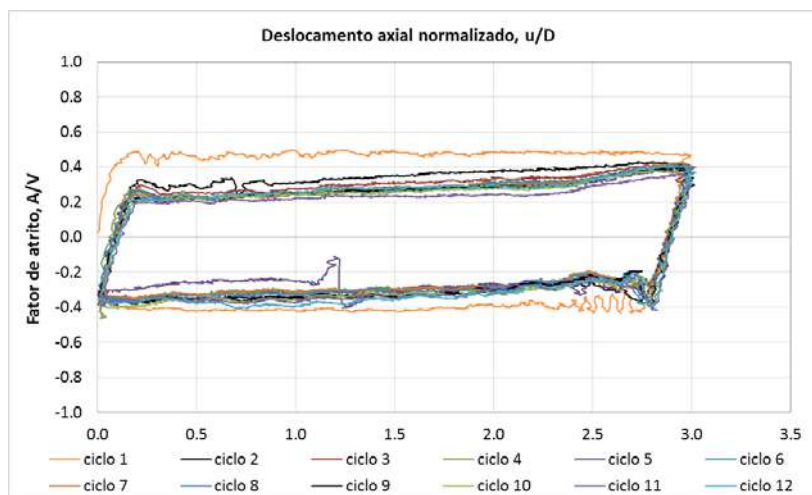
Conforme descrito no Capítulo 2, a resistência solo-duto é convencionalmente caracterizada por um fator de atrito. Os ensaios de interação axial realizados na presente pesquisa indicam que existe uma relação entre a força axial, desenvolvida na interface solo-duto, e a força vertical, diretamente relacionada ao peso do duto. Nestes ensaios, maiores pesos de duto conduzem a maiores resistências axiais. As curvas de força axial (A) e força vertical (V) com o deslocamento axial normalizado pelo diâmetro do duto (u/D) são apresentadas no Anexo A. No Anexo C são apresentados fatores de atrito axiais (A/V) resultantes com o deslocamento axial normalizado, para os 12 ciclos de movimento. Os ensaios foram assim apresentados, pois, considerando a utilização de um sistema de carga vertical controlada, as forças axiais obtidas estão relacionadas às verticais impostas, e, portanto, torna-se difícil avaliá-las separadamente.

Ensaio considerando o (baixo) peso V1 (Figuras C.1 a C.4) apresentaram resposta com oscilação, provavelmente devido à dificuldade do conjunto sistema de carga vertical controlada e duto axial em manter o peso imposto; para os ensaios com os pesos V2 (Figuras C.5 a C.8) e V3 (Figuras C.9 a C.12), essa oscilação ocorre em alguns casos, porém de maneira mais discreta.

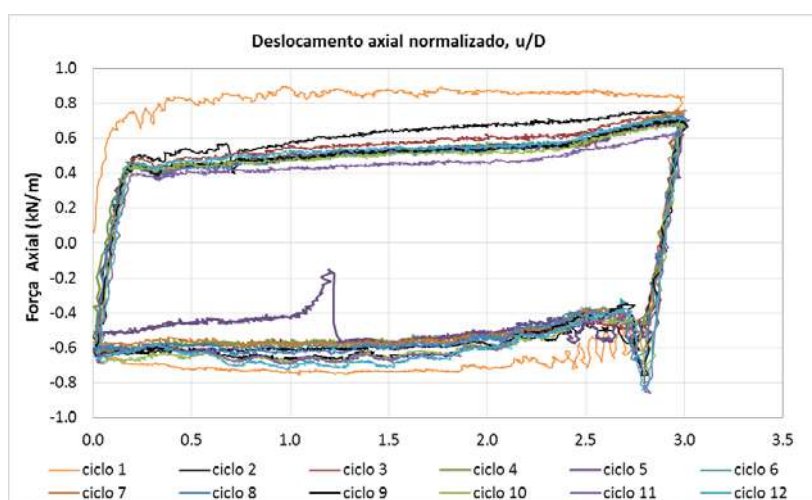
Para os ensaios axiais em geral, as curvas fator de atrito vs deslocamento apresentada no Anexo C ao longo dos ciclos assinala uma relativa constância ao longo dos três diâmetros de amplitude do arraste cíclico. Entretanto, para alguns ensaios, com os maiores pesos de duto, particularmente com o peso V3 no perfil 2, apresentam um fator de atrito crescente com o deslocamento axial. Este comportamento é semelhante àquele apresentado por dutos ‘pesados’ em ensaios de interação lateral, conforme discutido no Item 2.4.

BRUTON *et al.*, (2009) apresentaram ensaios de interação axial conduzidos por meio de um sistema desenvolvido para simular interação solo-duto *in-situ*, o *Fugro SMARTPIPE®*, que permite a realização de ensaios no leito marinho. Os fatores de atrito axiais A/V apresentados para estes ensaios (Figura 2.6) apresentaram muito boa concordância com os obtidos para os ensaios axiais da presente pesquisa, tanto em magnitude (0,3 a 0,4) quanto no formato das curvas fator de atrito vs. deslocamento axial.

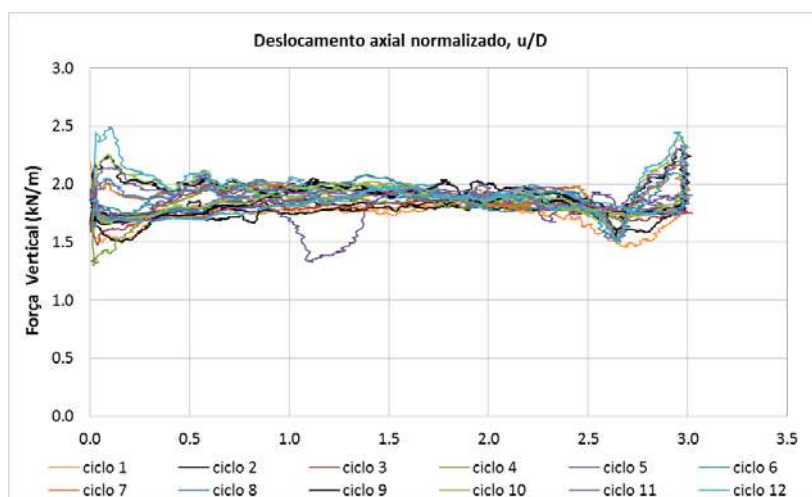
A Figura 4.7 apresenta uma resposta de fator de atrito típica, assim como as curvas de força axial e vertical correspondentes.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.7. Resposta de (a) atrito axial típica e (b) força axial e (c) força vertical correspondentes (*Ensaio A9*).

4.2.3. Fator de atrito axial cíclico

O fator de atrito axial (a/v) cíclico foi definido como aquele obtido na metade do arraste cíclico, ou seja, a 1,5 D, como um valor representativo da condição de atrito, tomado nesta posição independente se o ponto ocorria na parte mais alta ou baixa da curva. Além disso, considerou-se uma média dos valores apresentados na ida e na volta para representar cada ciclo, a fim de amenizar efeitos de excentricidade da célula de carga e desnivelamento da superfície do solo. Este ponto foi definido a fim de possibilitar a comparação dos fatores de atrito entre os ensaios com diferentes pesos de duto e diferentes perfis de resistência. Considerar um valor nas extremidades do arraste cíclico dificultaria a avaliação devido a variações de resistência relacionadas à formação de berma e efeitos de sucção. Esse parâmetro foi utilizado para avaliar a interação axial tanto no primeiro arraste de movimento, quanto ao longo dos ciclos. Este item objetiva apresentar a variação do fator de atrito axial a/v ao longo dos ciclos de movimento. As Figuras 4.8 a 4.10 apresentam a variação deste fator ao longo dos ciclos, considerando os perfis de solo 1 e 2.

Verifica-se uma maior dispersão nos resultados considerando o peso V1, que pode estar associada à falta de acurácia do sistema de carga vertical controlada em conjunto com o duto axial ao simular baixos carregamentos como este. Os ensaios considerando os pesos V2 e V3 indicam que não há diferença de comportamento entre os dois perfis de solo, e, além disso, apresentam fatores de atrito bastante semelhantes.

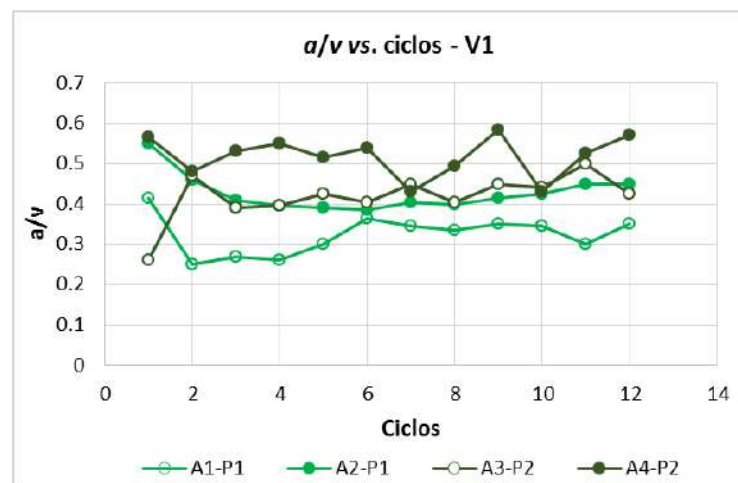


Figura 4.8. Variação do fator de atrito axial a/v com os ciclos, para V1 e os perfis de solo 1 e 2.

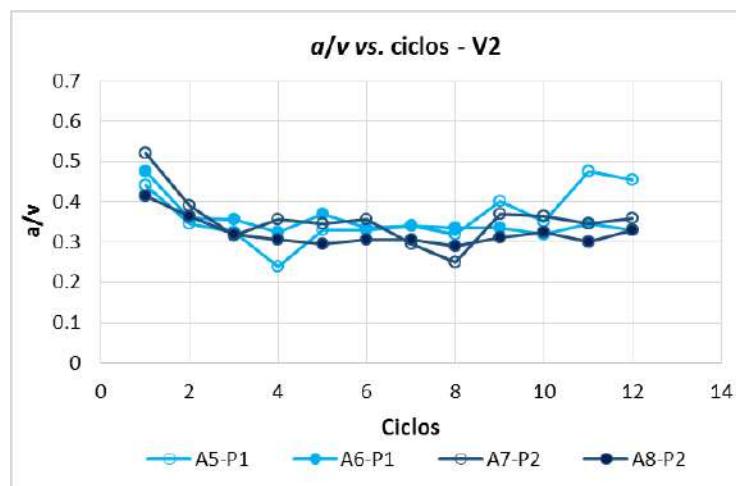


Figura 4.9. Variação do fator de atrito axial a/v com os ciclos, considerando o peso V2 e os perfis de solo 1 e 2.

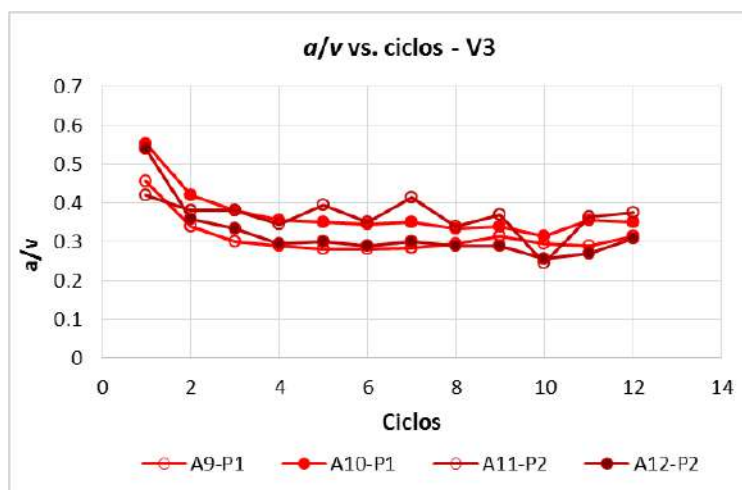


Figura 4.10. Variação do fator de atrito axial a/v com os ciclos, considerando o peso V3 e os perfis de solo 1 e 2.

A Figura 4.11 apresenta o fator de atrito axial médio de cada ensaio, para os 12 ciclos, então representados por um ponto. A dispersão dos resultados para o peso V1 fica evidente, ao passo que para os pesos V2 e V3 os valores dos fatores de atrito são bastante semelhantes, não sendo possível diferenciá-los. Além disso, giram em torno de 0,35, valor bastante próximo do teórico (0,39) anteriormente mencionado, o que implica que para esses pesos os resultados axiais revelam um comportamento essencialmente por atrito. Espera-se para maiores pesos de duto um fator de atrito axial médio próximo desse valor, considerando a baixa a acurácia do sistema para os ensaios com peso V1.

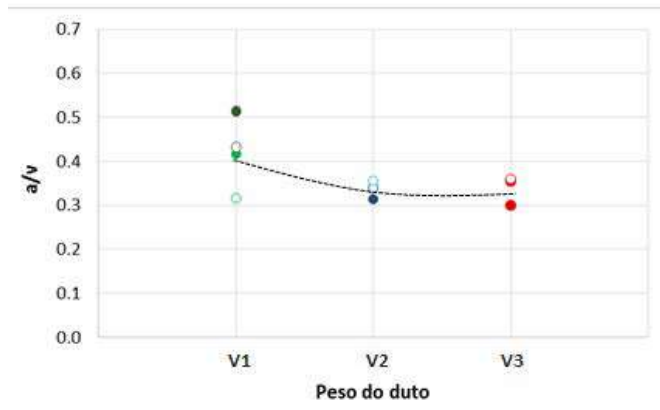


Figura 4.11. Fator de atrito axial a/v médio com os pesos V1, V2 e V3, considerando os perfis de solo 1 e 2.

4.2.4. Resistência normalizada axial

A fim de avaliar a influência do enterramento na resistência axial, propôs-se uma normalização para a resistência axial envolvendo o enterramento w , o peso específico submerso γ' do solo e o comprimento do duto L . O valor de resistência axial por metro linear a foi tomado dos ensaios axiais a 1,5 D, a fim de diminuir a influência de efeitos de berma nas extremidades do arraste axial cíclico. A Figura 4.12 apresenta a evolução da resistência axial normalizada com os ciclos, considerando os perfis de solo 1 e 2 e os pesos de duto V1, V2 e V3.

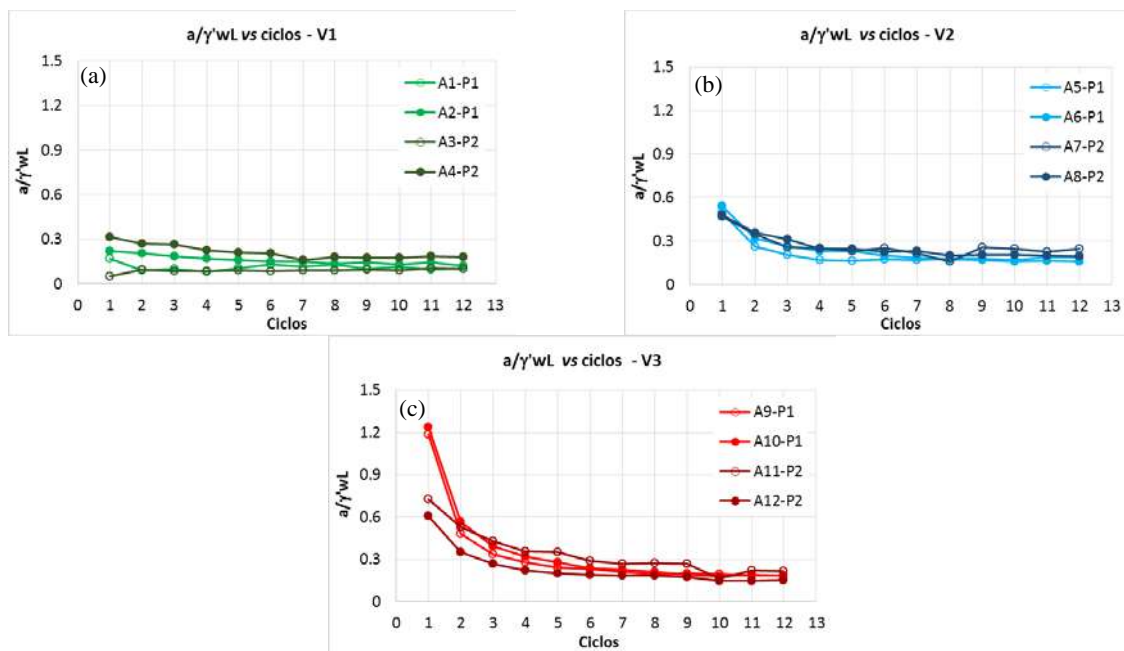


Figura 4.12. Evolução da força axial normalizada para (a) V1, (b) V2 e (c) V3.

A Figura 4.12 indica que de acordo com a normalização proposta, ao incluir o enterramento, o comportamento dos ensaios entre os dois perfis de solo se torna bastante semelhante, e, portanto, o efeito da diferença de resistência estaria incluído no enterramento. Dessa forma, variações de enterramento estariam associadas a variações de resistência axial, de modo que a resistência normalizada se aproxima entre os ensaios com resistências de solo diferentes.

O aumento do peso do duto, de V1 a V3, é acompanhado de um acréscimo da resistência normalizada referente ao primeiro ciclo de movimento. Dessa forma, o efeito da força vertical não pode ser representado somente pelo enterramento.

Apesar de existir uma pequena dispersão, principalmente do 1º ao 6º ciclo, dos resultados apresentados é possível notar uma tendência de estabilização da resistência axial normalizada ao longo dos ciclos. A fim de possibilitar uma melhor visualização, reuniram-se na Figura 4.13 todos os ensaios de interação axial realizados, do A1 ao A12. Fez-se uma média dos ensaios nos dois perfis de solo, para cada peso de duto, resultando em três curvas. Esta figura exhibe uma tendência de convergência da resistência normalizada nos ensaios considerando os pesos V2 e V3, para 0,19. Os ensaios com V1 convergem para 0,13.

Conclui-se desta análise que a resistência axial é fortemente dependente do enterramento, que consegue captar bem as variações de resistência do solo e de peso de duto, considerando a interação cíclica solo-duto.

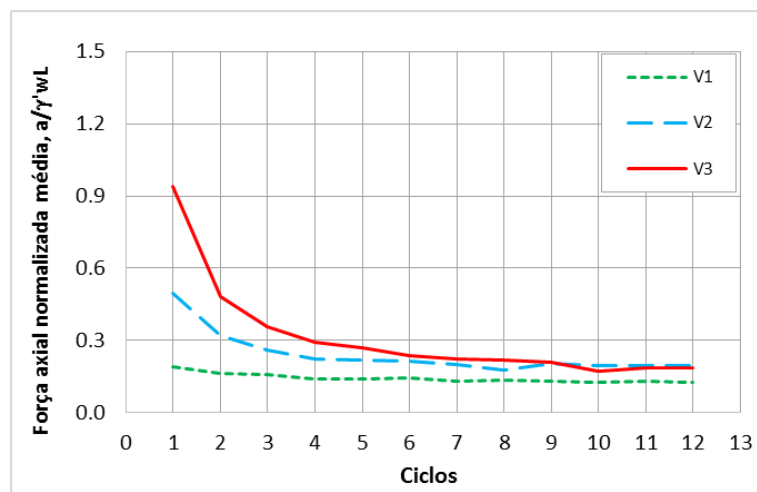


Figura 4.13. Evolução da força axial normalizada (valores médios) com os ciclos considerando os pesos de duto V1, V2 e V3.

4.3. Ensaios de interação lateral

Os ensaios de interação lateral foram realizados nos dois perfis de solo, sendo *P1* o perfil “extremamente mole” e *P2* o perfil “mole”. Além disso, foram conduzidos sob o peso do duto V2, definido no Item 3.5. A Tabela 4.2 resume o programa de ensaios.

Tabela 4.2. Programa dos ensaios de interação lateral.

Ensaio	Perfil de Solo	Peso de duto
L1	P1	V2
L2	P1	V2
L3	P2	V2
L4	P2	V2

Durante os ensaios, as repostas de interação solo-duto foram quantificadas quanto às forças laterais e verticais desenvolvidas durante a movimentação. As Figuras 4.14 e 4.15 apresentam respostas típicas, com os resultados brutos. A resposta de força horizontal (Figura 4.14) obtida é coerente com resultados apresentados na literatura (BRUTON *et al.*, 2007, 2008, WHITE e CHEUK, 2008). Entretanto, não há curvas de força vertical correspondentes que possibilitem uma comparação com as respostas obtidas neste trabalho (Figura 4.15). As curvas de força lateral (H) e força vertical (V) com o deslocamento axial normalizado pelo diâmetro do duto (u/D) são apresentadas no Anexo B. Os resultados dos ensaios de interação lateral indicam que a resposta de interação lateral assumiu comportamento de ‘duto leve’, de acordo com a Figura 2.10a, assim como se enquadra na condição de duto normalmente penetrado, onde não ocorre acentuado pico de resistência *breakout*.

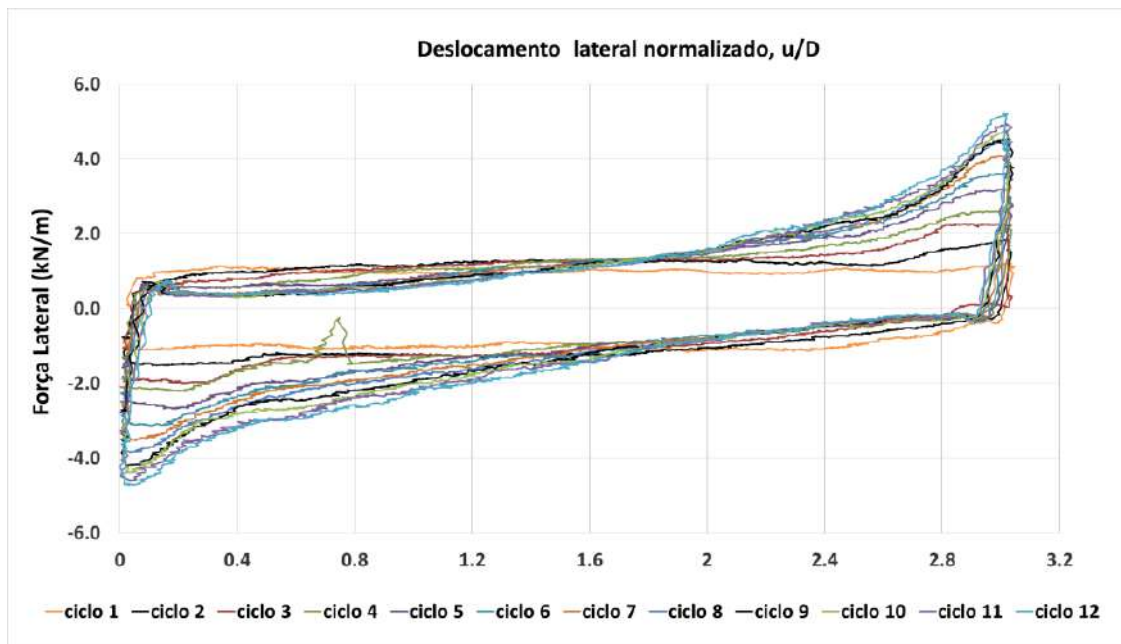


Figura 4.14. Resposta de força lateral típica (*Ensaio L3*).

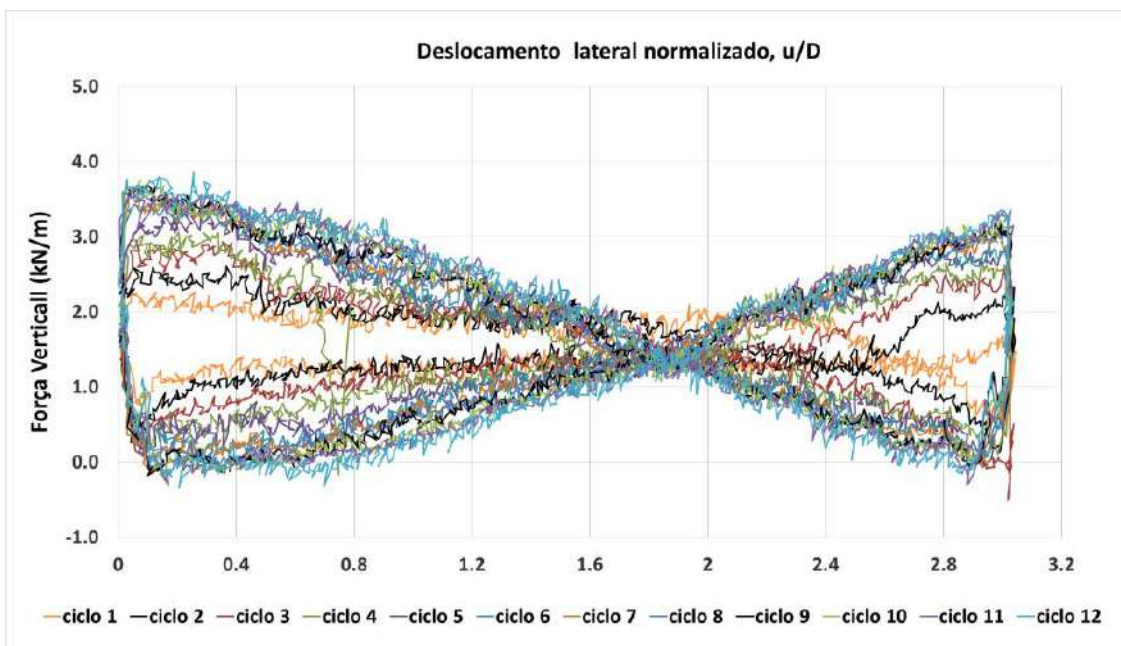


Figura 4.15. Resposta de força vertical típica (*Ensaio L3*).

Nos ensaios de interação lateral em argila com deslocamento controlado realizados por TREJO (2015) (uma resposta típica é apresentada nas Figuras 4.16 e 4.17), o enterramento do duto não varia com o arraste cíclico. Neste caso, o primeiro ciclo experimenta a maior resistência lateral, pois nos ciclos posteriores há pouco arraste de material à frente do duto, e, assim, quanto maior a relação w/D maior será a parcela passiva devida à mobilização do solo a frente do duto.

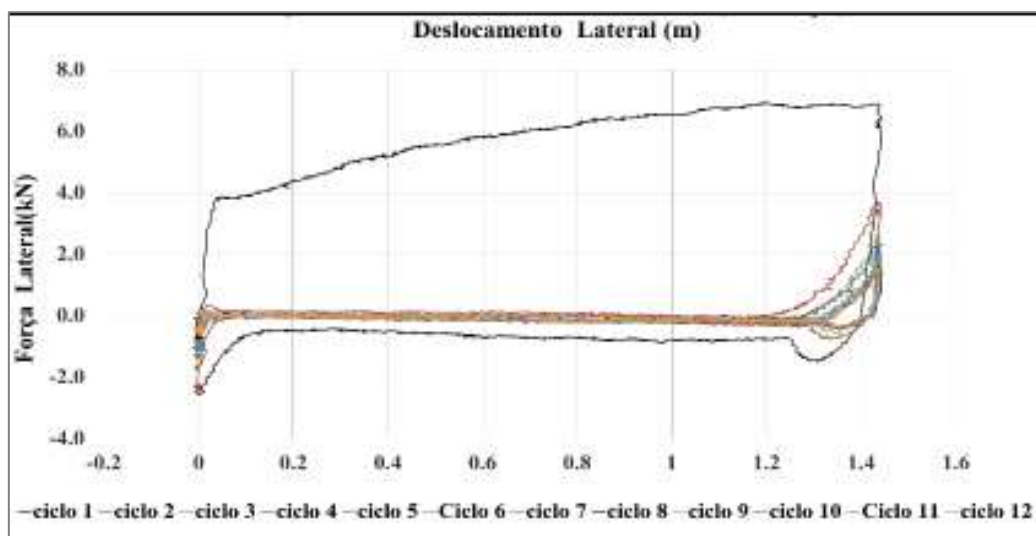


Figura 4.16. Respostas de força lateral típica de TREJO (2015), para ensaio no solo P1, $D = 0.5\text{m}$ e $w_i/D = 16\%$.

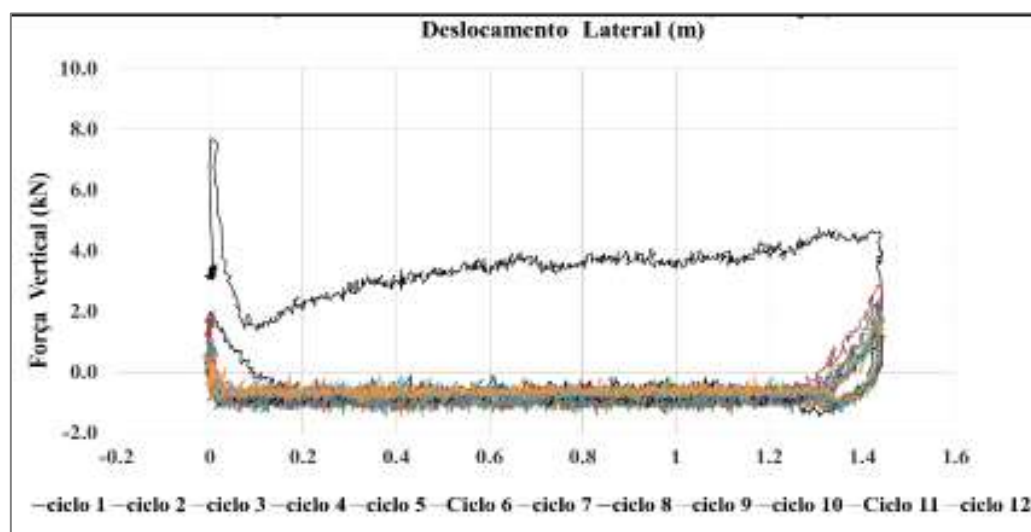


Figura 4.17. Respostas de força vertical típica de TREJO (2015), para ensaio no solo P1, $D = 0.5\text{m}$ e $w_i/D = 16\%$.

4.3.1. Enterramento

Assim como definido para os ensaios de interação axial, nos ensaios de interação lateral o *enterramento inicial* (w_i/D) corresponde àquele que ocorre desde a aplicação da força devida ao peso do duto até o instante anterior à atuação cíclica, e o *enterramento final* (w_f/D) ao enterramento inicial acrescido daquele ocasionado pela movimentação cíclica sob o peso do duto. Ambos são apresentados na Tabela 4.3, além da variação de

enterramento ($\Delta w/D$) entre início e fim do ensaio. Observa-se na Tabela 4.3 que os enterramentos iniciais obtidos para os dois perfis de solo são bastante semelhantes, entretanto, o enterramento final referente aos ensaios no perfil 1 (P1) é aproximadamente 2,5 vezes maior que o enterramento obtido para o perfil 2 (P2), resultando ainda em variação de enterramento da ordem de 3 vezes maior. Considerando-se que todos os ensaios de interação lateral foram conduzidos sob o peso V2, os realizados no P1 (menos resistente) apresentaram um maior enterramento resultante ao fim da interação cíclica, como esperado.

Tabela 4.3. Enterramento inicial, final e variação.

Solo	Enterramento (%)		
	w_i/D	w_f/D	$\Delta w/D$
Perfil 1	7	72	65
Perfil 2	7	30	23

4.3.2. Fator de atrito lateral, H/V

O atrito solo-duto é um dado de entrada essencial em projetos suscetíveis à flambagem lateral e ao *pipeline walking* (BRUTON *et al.*, 2015). Alguns autores (BRUTON *et al.*, 2006; WHITE e CHEUK, 2008 e VIPULANANDAN *et al.*, 2013) apresentaram o fator de atrito lateral para a condição de carga vertical controlada. A Figura 4.18 apresenta a variação do fator de atrito lateral H/V com o deslocamento normalizado u/D dos ensaios laterais da presente pesquisa (L1 a L4), referente ao primeiro arraste da atuação cíclica, tendo os ensaios enterramento inicial aproximadamente igual a 7%, devido à penetração do duto no solo na imposição do peso V2.

Os fatores de atrito laterais variam de 0,5 a 1,3, assumindo valores em geral superiores nos ensaios realizados no perfil 1 (P1). O fator de atrito apresenta um pico no início do movimento que em seguida diminui, mas volta a crescer, assumindo valores próximos ao pico inicial no extremo do arraste cíclico (3D), em particular nos ensaio no perfil 1. Esse crescimento acontece antes e em maior intensidade nos ensaios realizados em P1, devido à sua menor resistência.

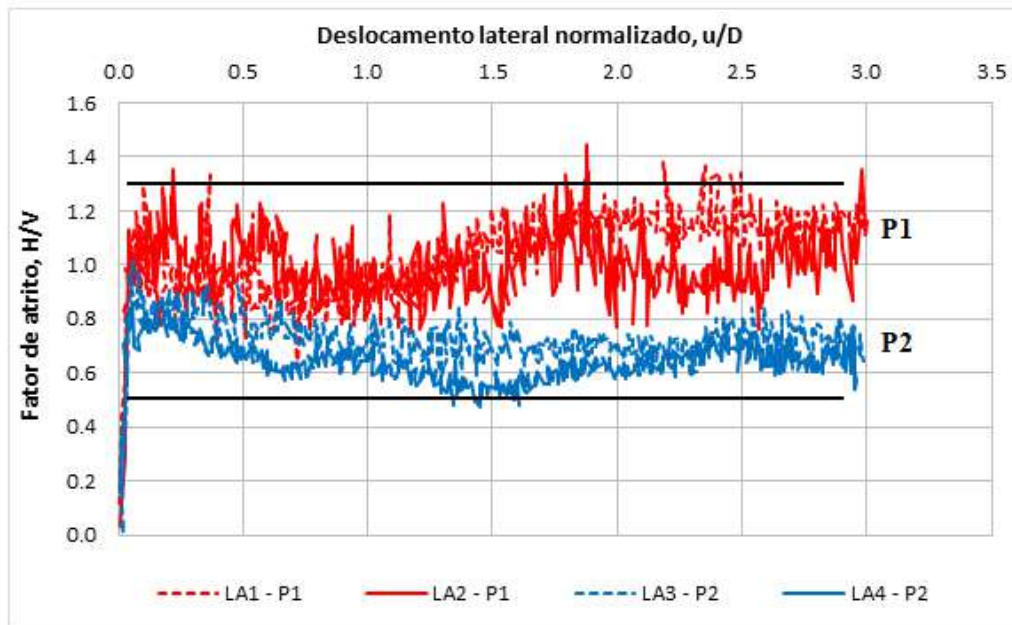


Figura 4.18. Fator de atrito lateral H/V vs. deslocamento lateral normalizado, u/D dos ensaios laterais.

A Figura 4.19 apresenta uma comparação das medidas de força lateral e força vertical obtidas nos ensaios de interação lateral segundo os autores BRENNODDEN (1991) e BRUTON *et al.* (2006), sendo h^* a força lateral normalizada pelo diâmetro do duto e resistência não drenada do solo na profundidade do enterramento inicial, e v^* a força vertical correspondente. Nota-se dessa figura que os valores obtidos se enquadram bem com os resultados dos autores apresentados.

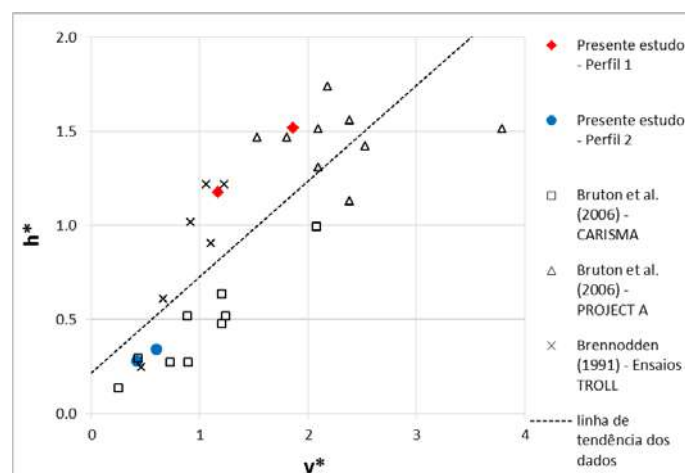


Figura 4.19. Fator de atrito h/v para os ensaios de interação lateral segundo diferentes autores.

4.3.3. Fator de atrito lateral cíclico

A Figura 4.20 apresenta a variação do fator de atrito lateral (h/v) ao longo dos ciclos de cada ensaio de interação lateral, nos dois perfis de solo, também tomado a 1,5 D. Os valores obtidos encontram-se numa faixa de 0,6 a 1,2 considerando os 12 ciclos. Percebe-se que a diferença entre os ensaios realizados nos perfis de solo 1 e 2 (P1 e P2) é pouco variável ao longo da movimentação cíclica, e parece ser definida pelos fatores de atrito obtidos no primeiro ciclo, o que assinala a importância da resistência obtida no primeiro ciclo de movimento.

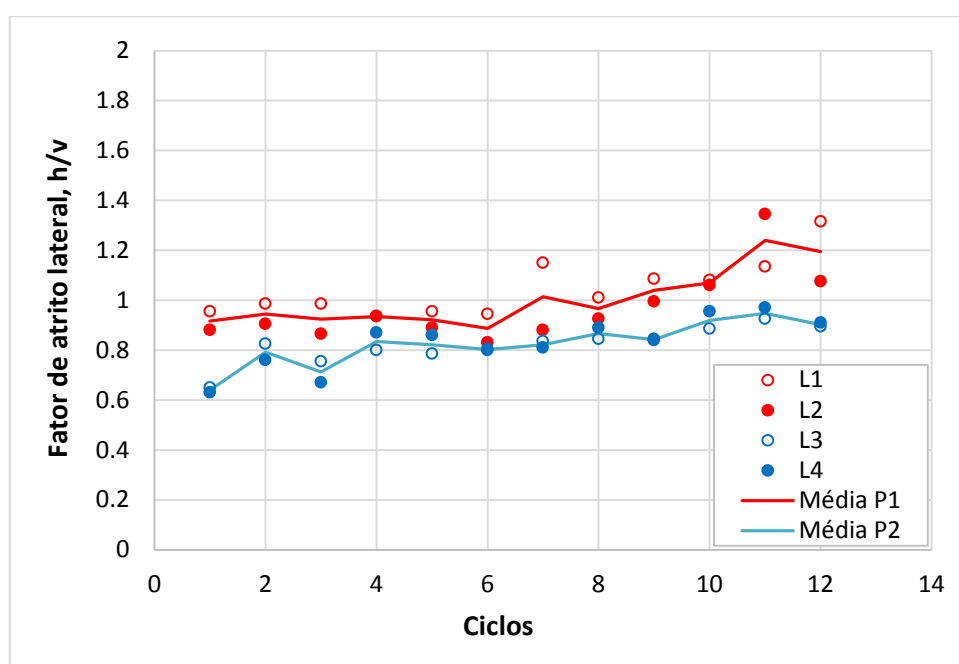


Figura 4.20. Fator de atrito lateral, h/v ao longo dos ciclos.

4.3.4. Força lateral *breakout*

As distâncias de mobilização da força lateral *breakout* variaram de 0.06 a 0.12D, com valor médio igual a 0.09D. Portanto, estas distâncias ocorrem para deslocamentos menores que 0.5D, como apresenta BRUTON *et al.* (2006).

A força lateral *breakout* foi avaliada em relação ao enterramento inicial do duto. As Figuras 4.21 e 4.22 apresentam os resultados obtidos comparados com valores propostos por VERLEY e LUND (1995), BRUTON *et al.* (2006) e DENDANI e JAECK (2008). As forças *breakout* apresentaram razoável concordância com os resultados dos autores mencionados.

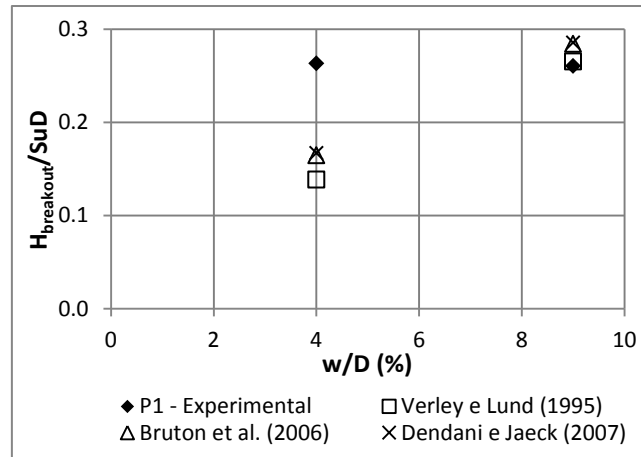


Figura 4.21. Força lateral *breakout* normalizada vs. Enterramento para o perfil 1.

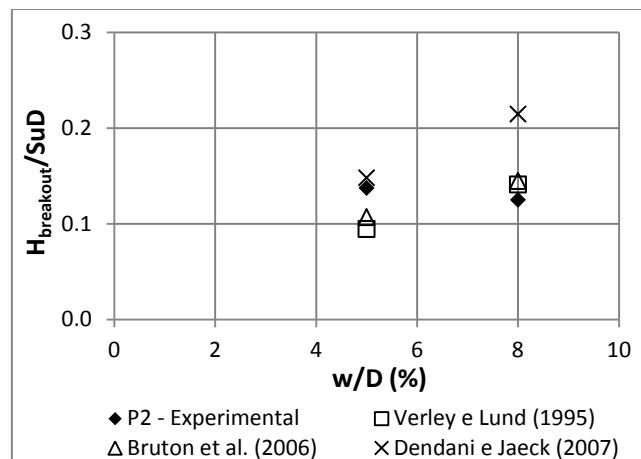


Figura 4.22. Força lateral *breakout* normalizada vs. Enterramento para o perfil 2.

4.3.5. Resistência de berma

As Figuras 4.23 e 4.24 apresentam a Força lateral normalizada na berma vs. a Taxa de enterramento em conjunto com os valores propostos por WHITE e CHEUK (2008) e OLIVEIRA *et al.* (2010). Os valores propostos por OLIVEIRA *et al.* (2010) apresentam boa concordância com os valores experimentais para os ensaios realizados no perfil de menor resistência, P1, segundo a Eq. 2.9 (ajuste de $n_0 = 2$), conforme se apresenta na Figura 4.23. Entretanto, para o mesmo ajuste, a proposta de OLIVEIRA *et al.* (2010) superestima a resistência de berma oferecida pelo solo de maior resistência (P2). Isso provavelmente ocorre porque o enterramento considerado na Eq. 2.9 não inclui a diferença de comportamento devido à variação de resistência do solo. A proposta de WHITE e CHEUK (2008) apresenta razoável concordância somente para os ensaios realizados no P2.

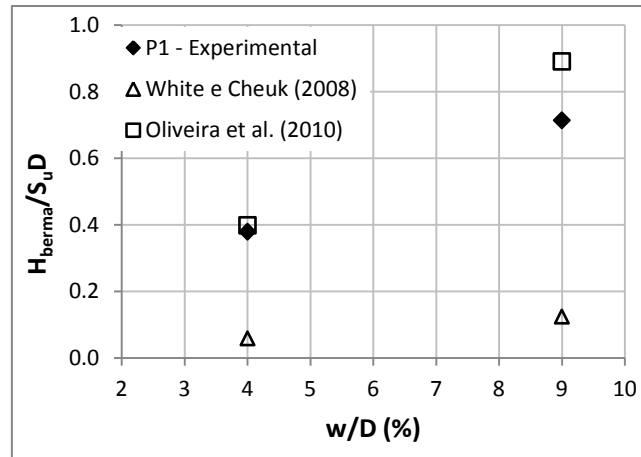


Figura 4.23. Força na berma vs. Enterramento para perfil 1.

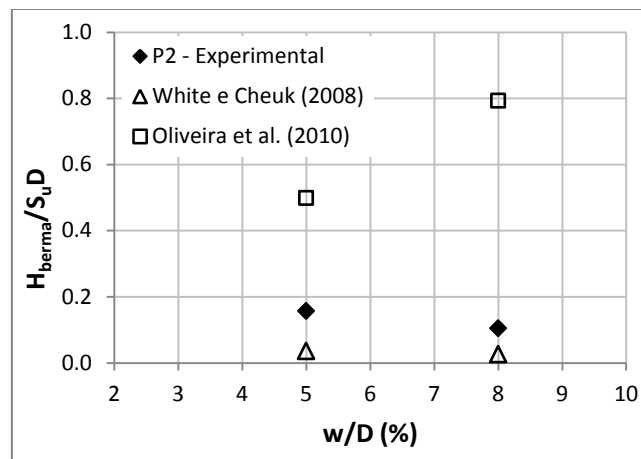


Figura 4.24. Força na berma vs. Enterramento para perfil 2.

4.3.6. Efeitos na resistência lateral devido à formação de bermas

Diferentemente dos ensaios de interação axial, os ensaios de interação lateral ocasionam a formação de uma berma bem definida nos extremos do arraste cíclico. Sob o peso do duto, à medida que a interação lateral solo-duto ocorre, a profundidade de enterramento aumenta gradualmente e mais solo vai sendo adicionado à berma arrastada à frente do duto.

Uma vez que o duto se aproxima da berma, a resistência aumenta acima de um valor residual (1º ciclo) por uma componente adicional ΔH_{berma} . Esse acréscimo ΔH_{berma} foi calculado subtraindo a resistência residual em relação à berma, ou seja, (ao fim do primeiro arraste), da resistência total no final de cada arraste, conforme ilustra a Figura 25. Calculou-se uma média representativa por ciclo, dividida então pela força vertical

correspondente ($\Delta H_{\text{berma}}/V$), e os resultados são apresentados na Figura 4.26, para os dois perfis de solo (P1 e P2). BRUTON *et al.* (2006) encontraram um valor máximo de $\Delta H_{\text{berma}}/V$ de aproximadamente 1,5 em 5 ciclos de movimento.

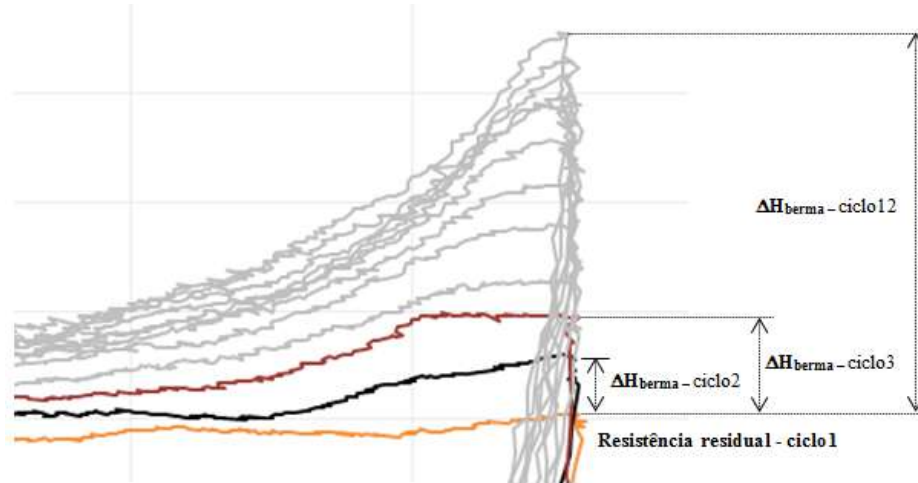


Figura 4.25. Detalhe para obtenção do acréscimo de resistência na berma ΔH_{berma} .

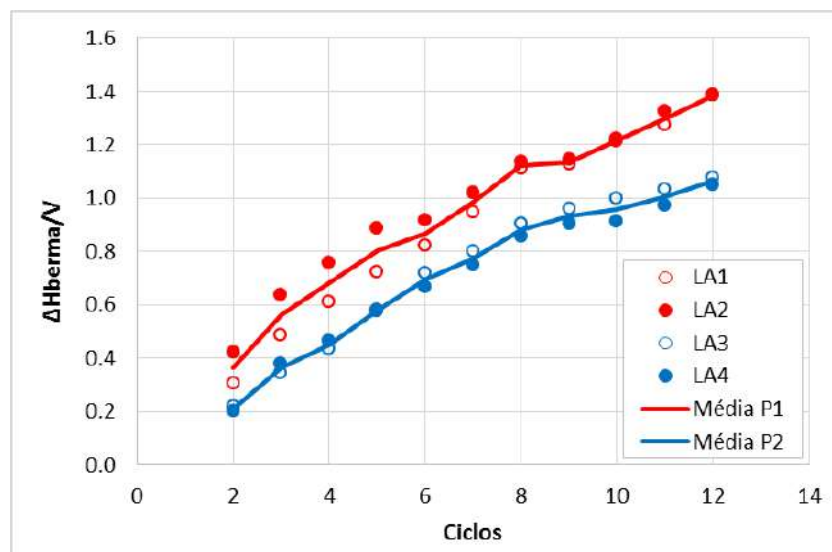


Figura 4.26. Acréscimo de resistência na berma com os ciclos de movimento.

Na Figura 4.26 nota-se que a variação de resistência horizontal normalizada aumenta com o número de ciclos, com uma taxa que diminui aproximadamente a partir do 8º ciclo, nos ensaios realizados no perfil 2. Os ensaios realizados com o perfil 1 (argila muito mole) apresentam um acréscimo de resistência maior que os realizados no perfil 2 (argila mole). Acredita-se que um perfil de resistência inferior contribua para

que uma maior quantidade de solo seja agregada à berma formada, aumentando a resistência ao movimento lateral.

Apesar de a resistência lateral aumentar com o número de ciclos nas extremidades da amplitude cíclica, o incremento de resistência lateral na berma em relação ao ciclo anterior (cuja obtenção é ilustrada na Figura 4.27), tende a diminuir com o número de ciclos. Isto pode ser visualizado na Figura 4.28, onde δH representa o incremento de resistência encontrado pelo duto na berma, para os ensaios laterais realizados nos perfis 1 e 2. Este incremento é semelhante entre os ensaios realizados, especialmente a partir do 4º ciclo de movimento, sugerindo, portanto, que a resistência lateral na berma é mais fortemente influenciada pela resistência oferecida nos primeiros ciclos de movimento. Dessa forma, a resistência lateral encontrada na berma nos primeiros ciclos de movimento é importante na definição da resistência ao longo dos ciclos.

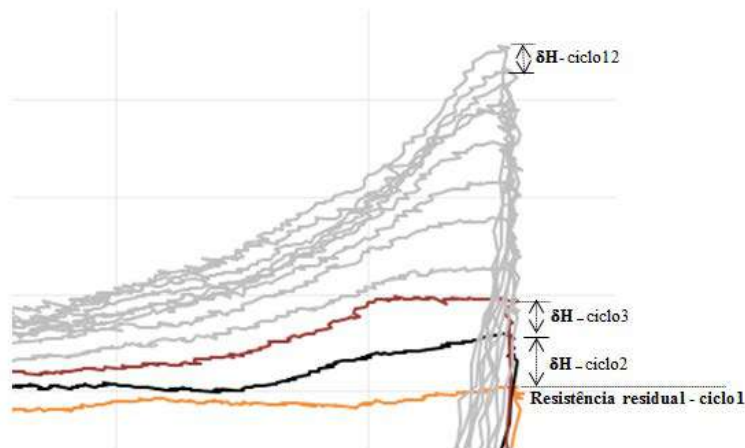


Figura 4.27. Detalhe para obtenção do incremento de resistência na berma δH .

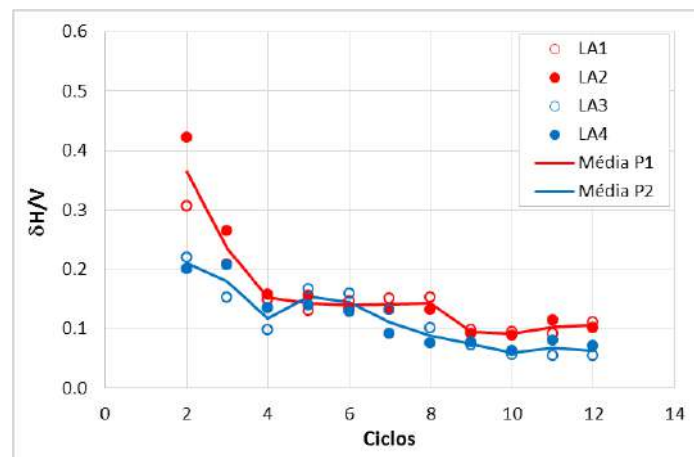


Figura 4.28. Incremento de resistência na berma com os ciclos de movimento.

4.4. Fator de atrito axial a/v e lateral h/v

A Figura 4.29 apresenta os fatores de atrito axiais e laterais de cada ensaio, obtidos no primeiro ciclo de movimento, e uma solução teórica, que corresponde à solução da Teoria da Plasticidade Clássica para uma ruptura por deslizamento de uma fundação superficial, que conduz a um fator de atrito igual a 0,39, de acordo com Green (1954), conforme discutido no Item 2.2.2.

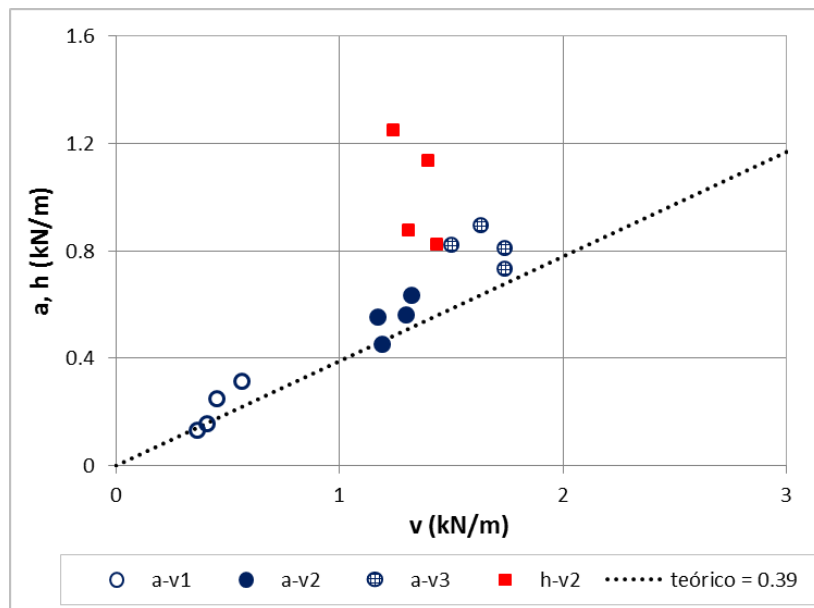


Figura 4.29. Fator de atrito axial e lateral e a resposta friccional.

As respostas axiais e verticais indicam comportamento ‘friccional’, com maiores forças verticais conduzindo a maiores forças axiais. Entretanto, no caso dos ensaios laterais o modelo teórico esse conceito parece indicar um limite inferior da resistência. Essa resistência adicional pode ser atribuída à resistência passiva contra o solo que se eleva na bermá à frente do duto. Assim, esse mecanismo conduz a uma dependência no peso do duto e também na resistência do solo.

Essa possível influência foi avaliada por BRUTON (2006) que propôs uma equação que envolve o fator de atrito residual, o peso específico do solo e a resistência não drenada S_u na profundidade de um diâmetro, que cai para um valor mínimo de 0.35 em solos ‘rígidos’. A Figura 4.30 apresenta esta equação em conjunto com o resultado obtido para os ensaios laterais, nos perfis de solo P1 e P2.

$$\frac{h}{v} = 1 - 0.65 \left[1 - \exp \left(-\frac{1}{2} \frac{s_{u1D}}{v'D} \right) \right] \quad (\text{Eq. 4.4})$$

A resistência h é alcançada no primeiro arraste de movimento e, portanto, ocorre em uma condição de enterramento próxima ao inicial. Com isso, nesta análise adotou-se a resistência não drenada correspondente à profundidade do enterramento inicial ao invés de considerar aquela na profundidade de um diâmetro, que em muito se distancia do caso presente, já que os enterramentos iniciais obtidos foram da ordem de 0.07D.

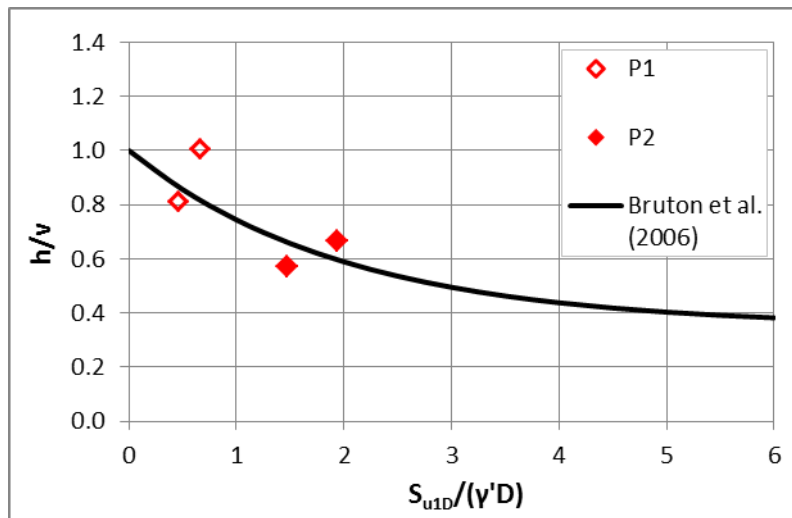


Figura 4.30. Influência da resistência do solo no fator de atrito.

Da análise apresentada é possível observar que menores e maiores resistências de solo, indicadas respectivamente por P1 e P2 na Figura 4.30, conduzem a maiores e menores fatores de atrito laterais. Quanto menor a resistência do solo, maior será a quantidade de material arrastado à frente do duto, implicando em uma maior parcela de resistência passiva. O fator de atrito é então composto por uma parcela de resistência por atrito e uma parcela devido à resistência passiva da berma de solo que se forma à frente do duto.

4.5. Superfície de escoamento

A superfície de escoamento pode ser obtida normalizando os resultados de força lateral e vertical utilizando uma força vertical máxima, V_{\max} . Para os ensaios realizados, conduzidos sob carga vertical controlada, foram plotados os respectivos pontos de

escoamento ajustando-se uma superfície, segundo a Eq. 2.10., conforme apresenta a Figura 4.31. Neste caso, os parâmetros β_0 , β_1 e β_2 foram ajustados para os dados obtidos, pois as equações propostas para calculá-los foram desenvolvidas para ensaios realizados na condição de deslocamento vertical controlado e não se mostraram adequadas para representar a condição de carregamento vertical controlado em estudo.

LEE *et al.* (2011) realizaram alguns ensaios na condição de deslocamento controlado e outros com carregamento controlado, sob pesos e enterramentos de duto diferentes, e com base nesses definiram superfícies de escoamento. Os ensaios sob carga vertical controlada foram comparados com os ensaios realizados neste estudo, por se enquadrarem em condições semelhantes, também representados por pontos na Figura 4.31. A legenda desta figura indica o ensaio, o perfil de solo e o enterramento inicial correspondente.

A superfície ajustada é consistente com os ensaios de LEE *et al.* (2011), indicando que esta abordagem consiste em uma boa proposta para comparar ensaios realizados sob enterramentos e pesos de duto diferentes.

A Figura 4.32 apresenta os dados experimentais dos ensaios de interação axial com a respectiva superfície de escoamento ajustada. Assim como na Figura 4.31, a legenda desta figura indica o ensaio, o perfil de solo e o enterramento inicial correspondente.

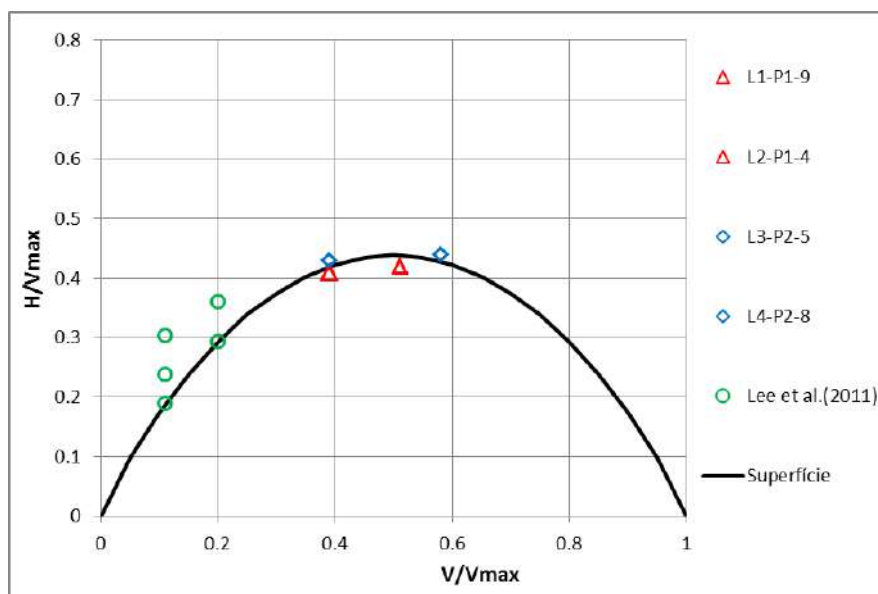


Figura 4.31. Dados experimentais e superfície de escoamento proposta – ensaios de interação lateral.

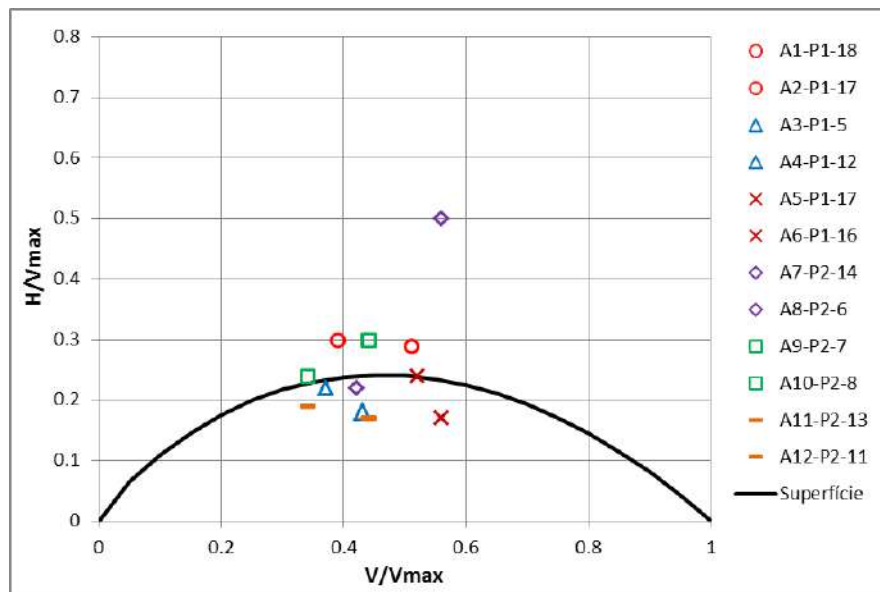


Figura 4.32. Dados experimentais e superfície de escoamento proposta – ensaios de interação axial.

Capítulo 5 - Conclusões e sugestões para pesquisas futuras

Este capítulo apresenta as principais conclusões deste trabalho, que teve por objetivo melhorar a compreensão dos mecanismos envolvidos na interação solo-duto, através da modelagem física em centrífuga, assim como algumas sugestões para pesquisas futuras.

5.1. Conclusões

Ensaio T-bar:

Os perfis de resistência obtidos apresentaram concordância com valores obtidos teoricamente e *in situ* (PETROBRAS *apud* LOURENÇO, 2014; DUNCAN, 2009; CARDOSO *et al.*, 2015; GEOMÊCANICA S.A., 2008).

Ensaio de interação axial

A seguir são apresentadas as principais conclusões obtidas quanto aos resultados dos ensaios de interação axial:

- O enterramento inicial ocasionado pelo peso do duto foi baixo, da ordem de 10% e apresentou bastante variação, não consistindo em bom parâmetro de avaliação. Assim, não foi possível estabelecer uma relação desse enterramento com o peso do duto.
- Não há um padrão de comportamento claro referente à força axial *breakout*, provavelmente devido à baixa magnitude dos enterramentos iniciais;
- Maiores pesos de duto conduzem a maiores profundidades de enterramento ao término da interação cíclica. Exceto para os ensaios sob o peso V1, menores resistências de solo (P1) conduzem também a maiores níveis de enterramento.
- Os resultados obtidos apresentaram-se muito semelhantes aos realizados *in situ* pelo sistema *SMARTPIPE*® (BRUTON *et al.*, 2009), tanto em magnitude quanto no formato das curvas de fator de atrito *vs.* deslocamento axial.
- Os fatores de atrito indicam que o comportamento de interação axial ocorre essencialmente por atrito (BRUTON *et al.*, 2006), com valor de relação de atrito próximo à solução teórica (0,39).

- A proposta de normalização da resistência axial pelo enterramento indica que a resistência axial é fortemente dependente do enterramento do duto.

- O aumento no peso do duto parece vir acompanhado de um acréscimo na resistência axial, mantendo válida a relação de atrito, exceto para os ensaios com peso de duto V1, que indicaram baixa acurácia.

Ensaio de interação lateral

A seguir são apresentadas as principais conclusões obtidas quanto aos resultados dos ensaios de interação lateral:

- A diferença de enterramento entre ensaios nos dois perfis de solo diferentes se mostrou elevada ao término do arraste cíclico, da ordem de três vezes maior no perfil de menor resistência.

- A resistência oferecida pelo solo ao arraste lateral e os correspondentes fatores de atrito são preponderantemente maiores nos ensaios com solo de menor resistência. Os resultados apontam que, quanto menor a resistência do solo, maior será a quantidade de material arrastado à frente do duto, e, portanto, maior a resistência oferecida pelo solo ao arraste lateral.

- A análise dos fatores de atrito cíclicos indica que a diferença entre ensaios de resistência diferentes se dá no primeiro ciclo de movimento, que então segue próxima até o término dos 12 ciclos de movimento, indicando a importância da resistência obtida no primeiro ciclo de movimento.

- O estudo dos efeitos na resistência lateral devidos à formação de bermas assinala que, considerando uma movimentação lateral cíclica com amplitude constante, a resistência oferecida pela berma em relação ao primeiro ciclo é crescente ao longo dos arrastes. Entretanto, o acréscimo de resistência entre ciclos é decrescente. Isso indica uma tendência de estabilização da resistência de berma à medida que a interação cíclica ocorre.

Os resultados dos ensaios realizados com o sistema de carga vertical controlada apresentaram boa concordância com os resultados apresentados pela literatura.

5.2. Recomendações para pesquisas futuras

Como sugestões para trabalhos futuros propõe-se as atividades seguintes:

- Impor um enterramento inicial mais elevado, superior àquele simplesmente causado pelo peso do duto, para em seguida simular a interação cíclica sob o peso do duto.

- Realização de ensaios de interação axial sob pesos de duto mais elevados, a fim de melhor avaliar as tendências de comportamento, assim como ensaios de interação lateral sob outros pesos de duto, para melhor avaliar as tendências de comportamento.

- Instrumentar o duto de maneira a possibilitar o registro de poro pressões.

- Avaliar a influência da rugosidade da superfície do duto nas respostas de interação.

- Análise dos resultados dos ensaios de interação axial e lateral realizados em areia (Anexos D e E).

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, M. S. S., ALMEIDA, M. C. F., TREJO, P. C., RAMMAH, K. I., LUKIANTCHUKI, J. A., GUIMARAES, M. P. P., OLIVEIRA, J. R. M. S., “The Geotechnical Beam Centrifuge at COPPE Centrifuge Laboratory”. In: **8th International Conference of Physical Modelling in Geotechnics**, Perth, Jan 2014.

ALMEIDA, M. S. S., ALMEIDA, M. C. F., OLIVEIRA, J.R.M.S., “Twenty years of Centrifuge Modeling at the Federal University of Rio de Janeiro”. In: **Proceedings of the 3rd European Conference on Physical Modelling in Geotechnics (Eurofuge 2016)**, Nantes, France, Jun 2016.

AUBENY, C. P., SHI, H., MURFF, J. D., “Collapse Loads for a Cylinder Embedded in Trench in Cohesive Soil”. **International Journal of Geomechanics**, v. 5, n. 4, pp. 320–325, 2005.

AUBENY, C. P., BISCONTIN, G., “Seafloor-Riser Interaction Model”, **Int. J. Geomech.**, v. 9, May/June, pp. 133–141, 2009.

BOWDEN, F.P.; TABOR, D., **The friction and lubrication of solids**. Oxford University Press, 1950.

BRIDGE, C., HOWELLS, H., TOY, N., PARKE, G., WOODS, R. "Full scale model tests of a steel catenary riser". In: Chakraborti, S., Brebbia, C., Almorza, D., Gonzalez-Palma, (eds), *Fluid Structure Interaction II*, pp.107–116, Southampton, UK. WIT Press, 2003.

BRIDGE, C. **Effects of Seabed interaction on steel catenary risers**. Ph D. thesis, University of Surrey School of Engineering, Surrey, England, 2005.

BRUTON, D. A. S., WHITE, D. J., CHEUK, C., BOLTON, M., CARR, M., “Pipe/soil interaction behavior during lateral buckling, including large-amplitude cyclic displacement tests by the Safebuck JIP”. In: **Proceedings of Offshore Technology Conference**, pp. 1-10, Houston, Texas, May 2006.

BRUTON, D. A. S., CARR, M., WHITE, D. J., "The influence of pipe-soil interaction on lateral buckling and walking of pipelines — The SAFEBUCK JIP". In: **Proceedings of the Sixth International Offshore Site Investigation and Geotechnics Conference - Society of Underwater Technology**, pp. 133-150, 2007.

BRUTON, D. A. S., WHITE, D. J., CARR, M., "Pipe-soil interaction during lateral buckling and pipeline walking — The SAFEBUCK JIP". In: **Proceedings of Offshore Technology Conference**, pp. 1-20, Houston, Texas, May 2008.

BRUTON, D. A. S., WHITE, D. J., LANGFORD, T., HILL, A. J., "Techniques for the assessment of pipe-soil interaction forces for future deepwater developments". In: **Proceedings of Offshore Technology Conference**, pp. 1-12, Houston, Texas, May 2009.

BRUTON, D., CARR, M., MACRAE, I., "Pipe-soil Friction or Fiction". In: **Offshore Pipeline Technology Conference**, pp. 1-30, Amsterdam, Feb 2015.

CARDOSO, C.O., AMARAL, C.S., OCHI, V.T., "The soil strength degradation influence in the axial pipe-soil". In: **Frontiers in Offshore Geotechnics III**, pp. 381–386, Taylor & Francis, London, 2015.

DENDANI, H., JAECK, C., "Pipe-soil interaction in highly plastic clays". In: **International Offshore Site Investigation and Geotechnics Conference**, v. 21, n. 4, pp. 1166–1171, 2007.

DINGLE, H. R. C., WHITE, D. J., GAUDIN, C., "Mechanisms of Pipe Embedment and Lateral Breakout on Soft Clay". **Canadian Geotechnical Journal**, v. 45, pp. 636–652, 2008.

DNV-RP-F110, "Global Buckling of Submarine Pipelines Structural Design Due To High Temperature / High Pressure". **Det Norske Veritas**, October, 2007.

DUNCAN, M., **Análise de Fundação Rasa para Equipamentos Submarinos: Equipamentos com Deslocamento-PLET's**. Tese D.Sc., Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, 2009.

ELLIOTT, B. J.; ZAKERI, A.; MACNEILL, A.; PHILLIPS, R.; CLUKEY, E. C.; LI, G., "Centrifuge modeling of steel catenary risers at touchdown zone part I: Development of novel centrifuge experimental apparatus ". **Ocean Engineering**, v. 60, pp. 200–207, 2013.

EOM, T. S.; KIM, M. H.; BAE, Y. H.; CIFUENTES, C., "Local dynamic buckling of FPSO steel catenary riser by coupled time-domain simulations". **Ocean Systems Engineering**, v.4, n. 3, pp. 215–241, 2014.

FINNIE, I. M. S., RANDOLPH, M. F., "Punch-Through and liquefaction induced failure on shallow foundations on calcareous sediments", In: **Proceeding International Conference on Behaviour of Off-Shore Structures – BOSS '94**, Boston, v. 1, pp. 217-230, 1994.

GEOMECÂNICA S.A., "Investigações geotécnicas de bordo ao longo dos dutos de exportação do módulo 3 de Roncador-P-55". **Relatório Técnico RL-3010**, 70-6500-115-GMC-001, Petrobras, Brasil, 2008.

GOURVENEC, S., RANDOLPH, M. F., "Effect of Strength Non-homogeneity on the Shape of Failure Envelopes for Combined Loading of Strip and Circular Foundations on Clay", **Géotechnique**, v. 53, n. 6, pp. 575-586, 2003.

GREEN, A.P. "The plastic yielding of metal junctions due to combined shear and pressure". **Journal of the Mechanics and Physics of Solids**, v. 2, n. 3, pp. 197–211, 1954.

GUIMARÃES, M. P. P., **Modelagem Centrífuga da Movimentação Lateral de Dutos em Areia**, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 2014.

HOUSE, A. R., OLIVEIRA, J. R. M. S., RANDOLPH, M. F., "Evaluating the Coefficient of Consolidation Using Penetration Tests", **The International Journal of Physical Modelling in Geotechnics**, v. 1, n. 3, pp. 17-26, 2001.

LADD, C. C., FOOTT, R., "New Design procedure for stability of soft clays", **ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 100, n. GT7, pp. 763-786, 1974.

LEE, Y. S., SMITH, C. C., CHEUK, C. Y., "Lateral Breakout Resistance of Shallowly Embedded Offshore Pipelines". **Procedia Engineering**, v. 14, pp. 1690–1695, 2011.

LOURENÇO, D.E., **Estudo de Fenômenos de Hidrojateamento em Solos Argilosos**. Qualificação de doutorado em Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, Brasil, 2014.

MADABHUSHI, G., **Centrifuge Modelling for Civil Engineers**, 1 ed. CRC Press, Boca Ratón, Florida, USA, 2015.

MERIFIELD, R., WHITE, D. J., RANDOLPH, M. F., "The Ultimate Undrained Resistance of Partially Embedded Pipelines". **Géotechnique**, v. 58, n. 6, pp. 461–470, 2008a.

MERIFIELD, R., WHITE, D. J., RANDOLPH, M. F., "The effect of pipe-soil interface conditions on undrained breakout resistance of partially-embedded pipelines". In: **International Conference on Advances in Computer Methodology and Analysis in Geomechanics**, Goa, India, 2008b.

OLIVEIRA, J. R. M. S., ALMEIDA, ALMEIDA, M. C. F., BORGES, R.G. "Physical Modeling of Lateral Clay-Pipe Interaction", **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE** , v. 136, n. 7, pp. 950-956, 2010.

PARDO, E. A., **Simulação de Instabilidade de Taludes Submarinos Usando Modelagem Centrífuga**, Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 2015.

RAMMAH, K. I., OLIVEIRA, J. R. M. S., ALMEIDA, M. C. F., ALMEIDA, M. S. S., BORGES, R. G., "Centrifuge modelling of a buried pipeline below an embankment", **The International Journal of Physical Modelling in Geotechnics**, v. 14, n. 4, pp. 116-127, 2014.

RANDOLPH, M. F., HOPE, S., "Effect of cone velocity on cone resistance and excess pore pressures". In: **Proceedings of the International Symposium on Engineering Practice and Performance of Soft Deposits**, pp. 147–152, Yodogawa Kogisha, Osaka, Japan, 2004.

RANDOLPH, M. F., WHITE, D. J., "Pipeline embedment in deep water: Processes and quantitative assessment". In: **Offshore Technology Conference**, pp. 2-16, Houston, Texas, May 2008a.

RANDOLPH, M. F., WHITE, D. J., "Upper-bound Yield Envelopes for Pipelines at Shallow Embedment in Clay". **Géotechnique**, v. 58, n. 4, pp. 297–301, 2008b.

RANDOLPH, M., GOURVENEC, S., **Offshore Geotechnical Engineering**. 1 ed. Oxon, Spon Press, 2011.

SAKAMOTO, F. Y., **Modelagem Dinâmica da Zona de Contato entre *Riser* e Fundo do Mar sob Ação de Deslocamento e Tração Impostos**, Dissertação de Mestrado, USP, Escola Politécnica, São Paulo, SP, 2013.

SILVA, G. M. C., **Parâmetros Cam-Clay do Caulim Usado em Modelos Centrífugos na COPPE-UFRJ**, Monografia, UFRJ, Escola Politécnica, Rio de Janeiro, RJ, 55 p., 2015.

STEWART, D.P. **Lateral Loading of Piled Bridge Abutments due to Embankment Construction**, University of Western, Australia, 1992.

TARAZONA, S. F. M., **Modelagem Centrífuga da Movimentação Lateral e axial de dutos em Leito Marinho Arenoso**, Dissertação de Mestrado, Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2015.

TAYLOR, R.N. **Geotechnical Centrifuge Technology**. 1 ed. Blackie Academic & Professional, London, UK, 1995.

THO, K. K., LEUNG, C. F., CHOW, Y. K., PALMER, A. C., "Deep Cavity Flow Mechanism of Pipe Penetration in Clay". **Canadian Geotechnical Journal**, v. 49, n. 1, pp. 59–69, 2012.

TREJO, P. C., **Interação Cíclica Solo-Duto Em Argila Mole: Modelagem Física Em Centrífuga**, Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 2015.

VERLEY, R., LUND, K.M., "A soil resistance model for pipelines placed on clay soils". In: **Proceedings of International Conference on Offshore Mechanics and Artic Engineering (OMAE)**. American Society of Mechanical Engineers, New York, v. 5, Pipeline Technology, pp. 225-232, Copenhagen, Denmark, 18-22 June, 1995.

VIPULANANDAN, C., YANHOUIDE, J. A., JOSHAGHANI, S. M., "Deepwater Axial and Lateral Sliding Pipe-Soil Interaction Model Study". In: **ASCE Pipelines Conference**. pp. 1583-1592, Houston, Texas, 2013.

WATSON, P. G., SUEMASA, N., Unpublished data, 2000.

WHITE, D.J., RANDOLPH M.F., "Seabed Characterisation and models for pipeline-soil interaction". **International Journal of Offshore and Polar Engineering**, v. 17, n. 3, pp. 193-204, 2007.

WHITE, D. J., CHEUK, C. Y., "Modelling the Soil Resistance on Seabed Pipelines During Large Cycles of Lateral Movement". **Marine Structures**, v. 21, n. 1, pp. 59–79, 2008.

WHITE, D. J., DINGLE, H. R. C., "The Mechanism of Steady Friction Between Seabed Pipelines and Clay Soils". **Géotechnique**, v. 61, n. 12, pp. 1035–1041, 2011.

WHITE, D. J., GANESAN, S.A., BOLTON, M. D., BRUTON, D. A .S., BALLARD, J. C., LANGFORD, T., "SAFEBUCK JIP – Observations of axial pipe-soil interaction from testing on soft natural clays". In: **Proceedings of Offshore Technology Conference**, pp. 1-29, Houston, Texas, May 2011.

ZHANG, J., RANDOLPH, M. F., STEWART, D. P., "An Elasto-Plastic model for pipe-soil interaction of unburied pipelines". In: **International Offshore and Polar Engineering Conference**, pp.185–192, v. 2, Brest, France, Jun 1999.

ANEXO A – Ensaios de interação axial

Tabela A.1. Programa dos ensaios de interação axial.

Ensaio Axial	Perfil de Solo	Peso de duto
A1	P1	V1
A2	P1	V1
A3	P2	V1
A4	P2	V1
A5	P1	V2
A6	P1	V2
A7	P2	V2
A8	P2	V2
A9	P1	V3
A10	P1	V3
A11	P2	V3
A12	P2	V3

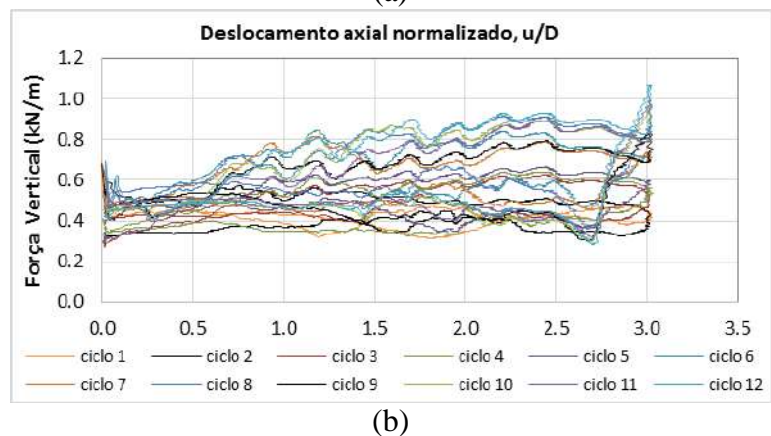
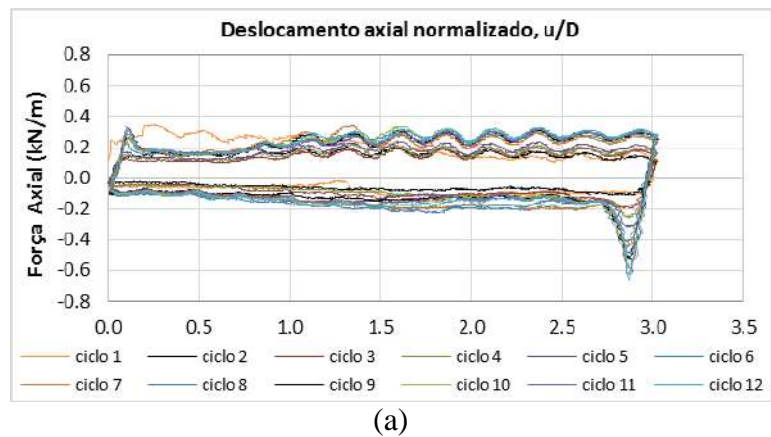


Figura A.1. Ensaio axial A1 (a) forças axiais e (b) forças verticais.

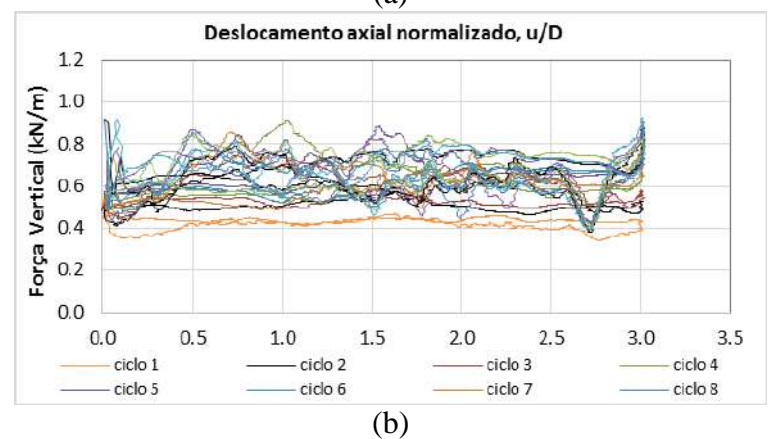
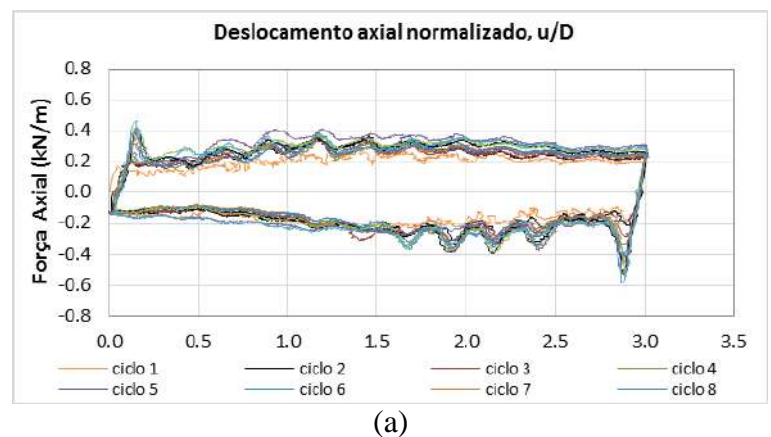


Figura A.2. Ensaio axial A2 (a) forças axiais e (b) forças verticais.

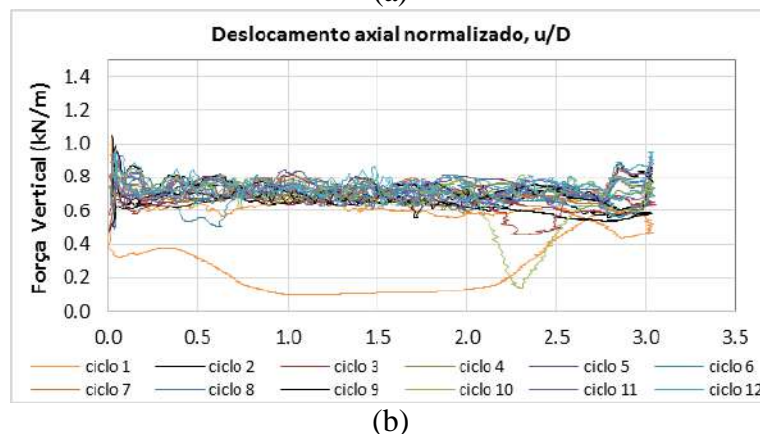
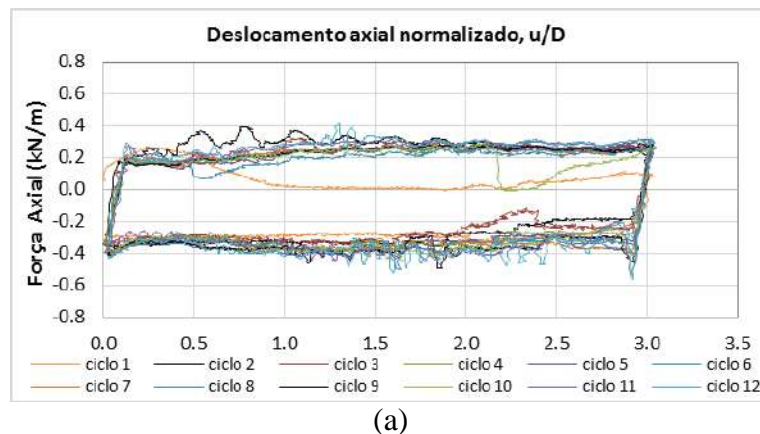


Figura A.3. Ensaio axial A3 (a) forças axiais e (b) forças verticais.

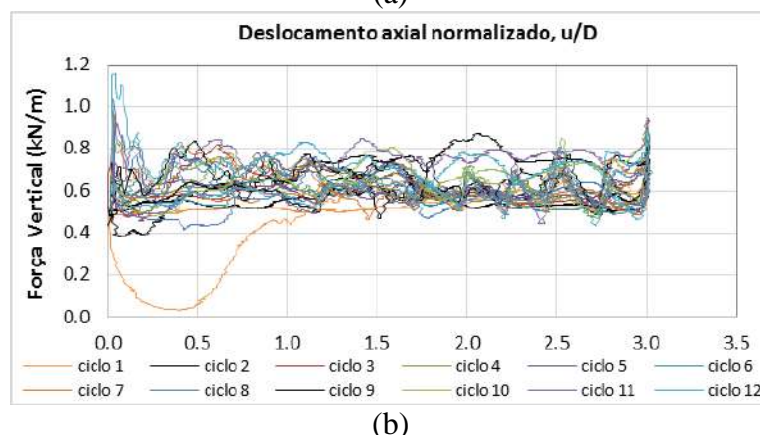
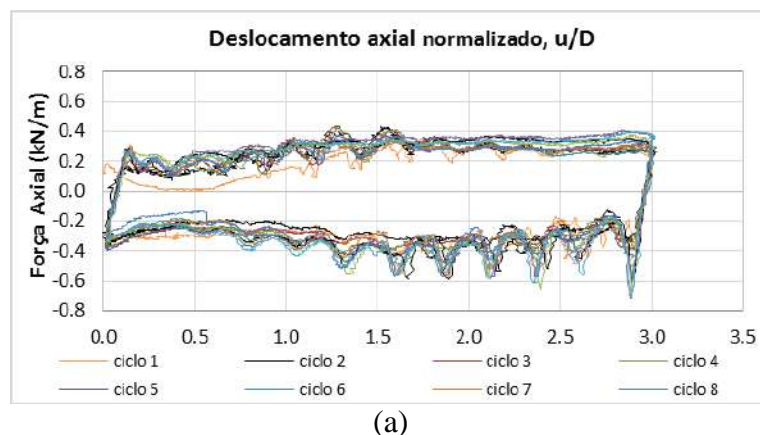
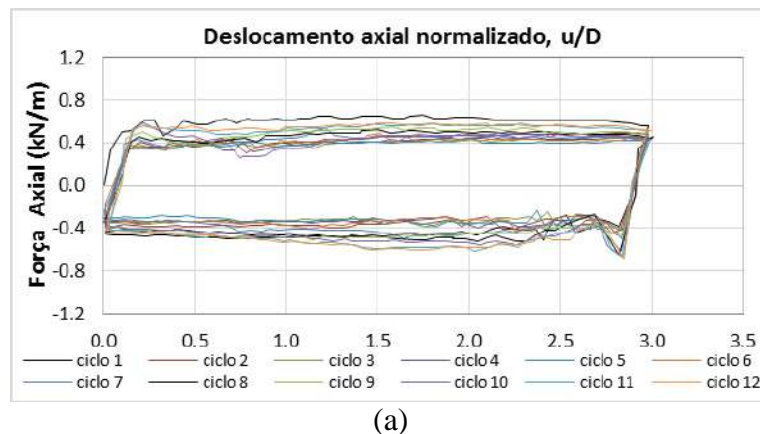
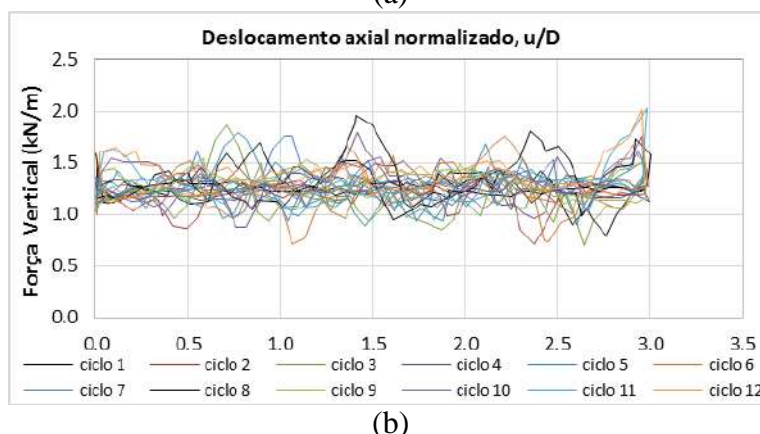


Figura A.4. Ensaio axial A4 (a) forças axiais e (b) forças verticais.

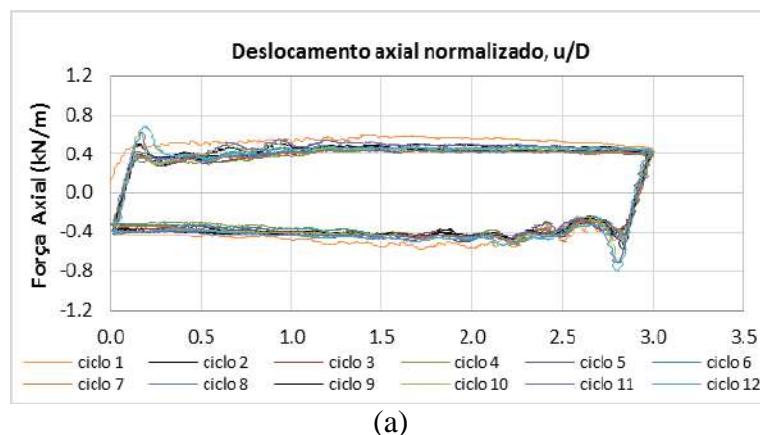


(a)

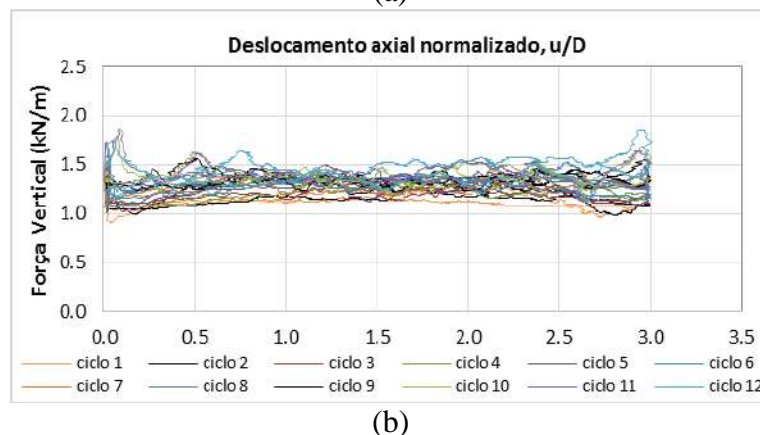


(b)

Figura A.5. Ensaio axial A5 (a) forças axiais e (b) forças verticais.

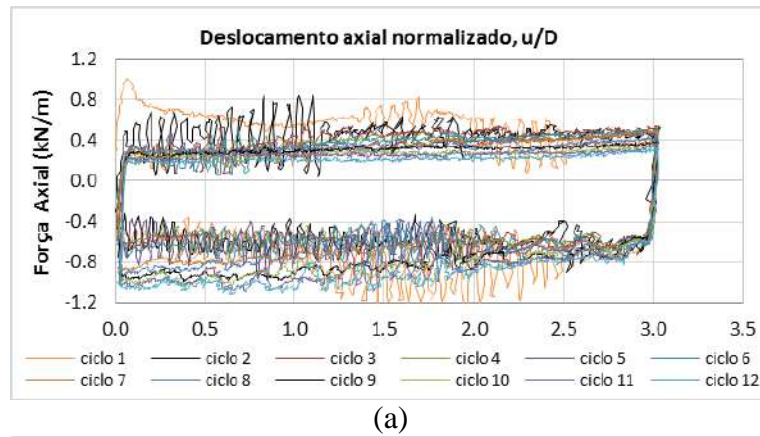


(a)

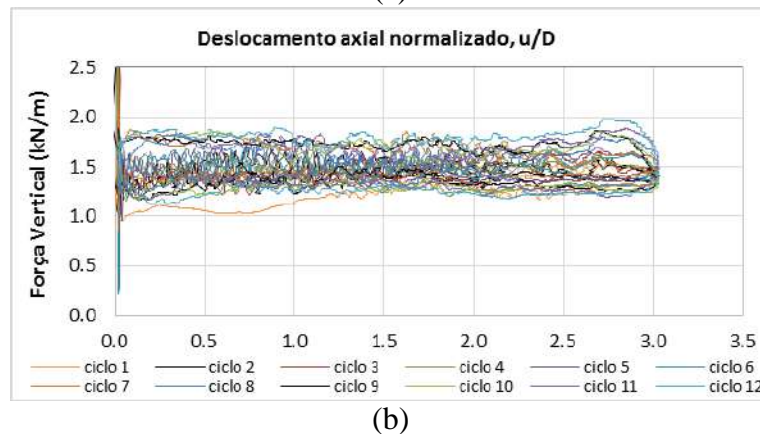


(b)

Figura A.6. Ensaio axial A6 (a) forças axiais e (b) forças verticais.

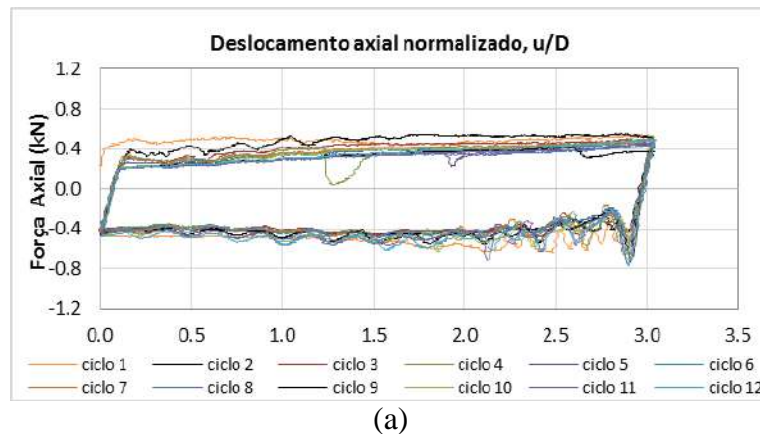


(a)

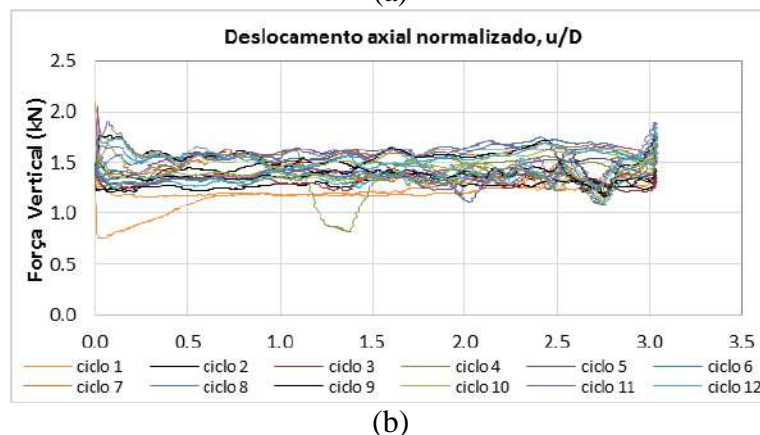


(b)

Figura A.7. Ensaio axial A7 (a) forças axiais e (b) forças verticais.

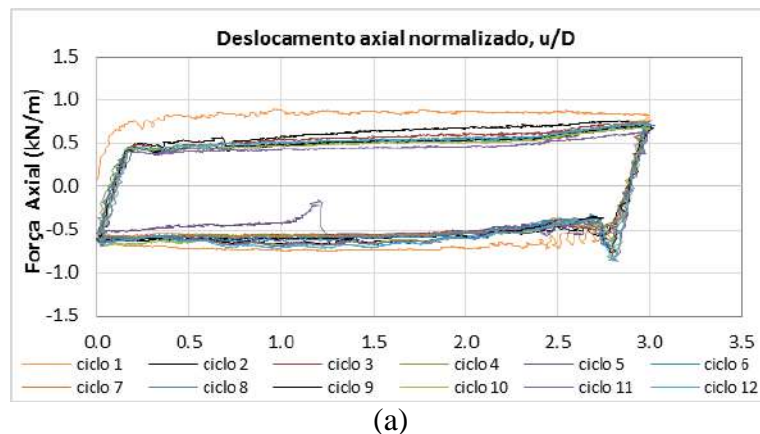


(a)

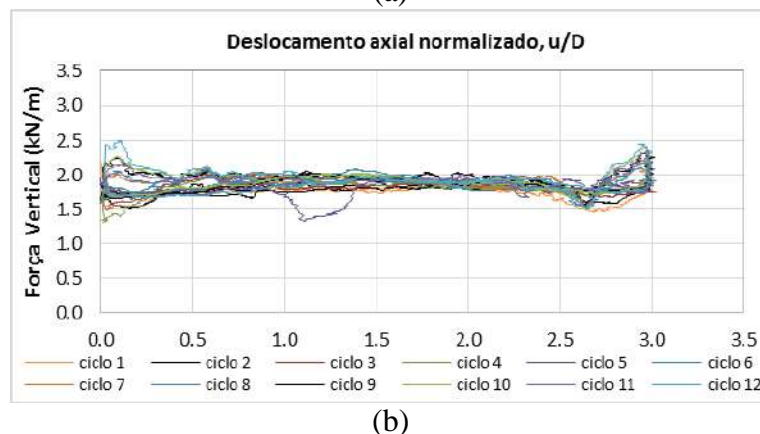


(b)

Figura A.8. Ensaio axial A8 (a) forças axiais e (b) forças verticais.

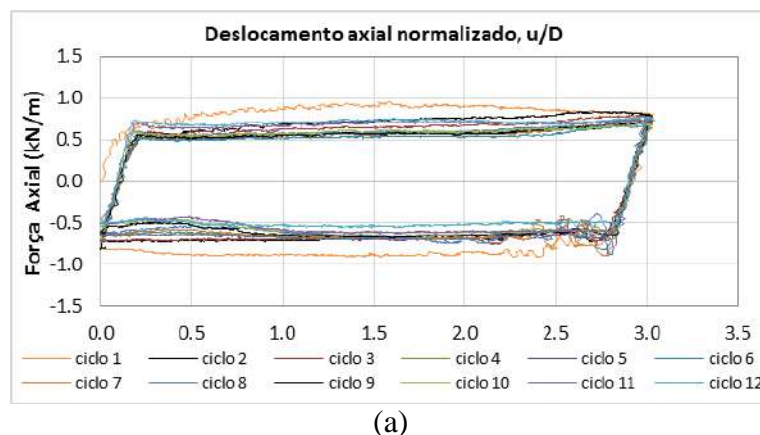


(a)

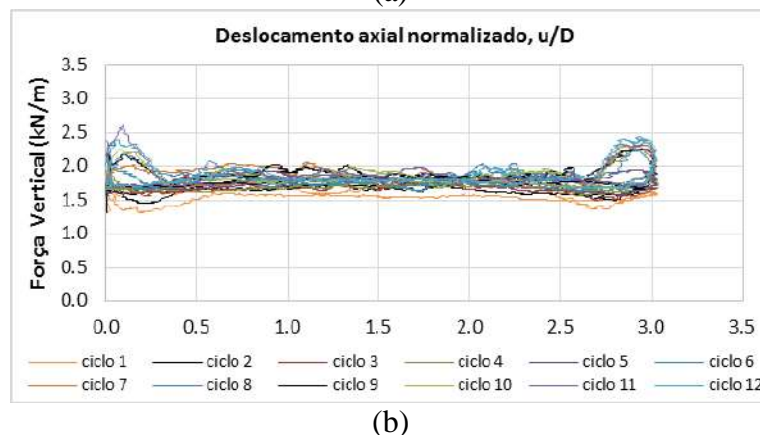


(b)

Figura A.9. Ensaio axial A9 (a) forças axiais e (b) forças verticais.

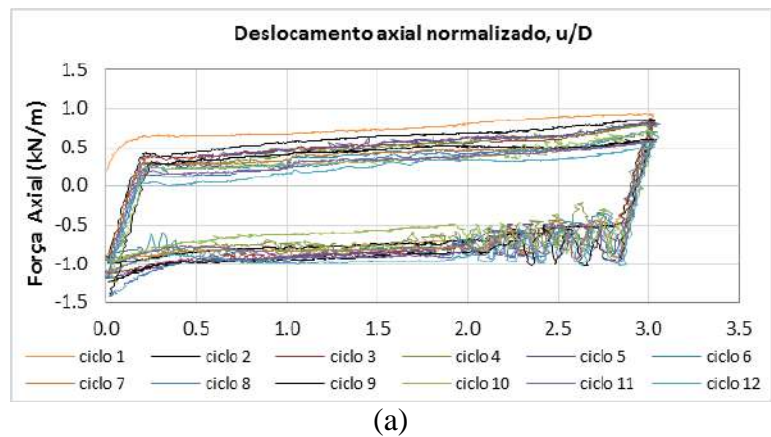


(a)

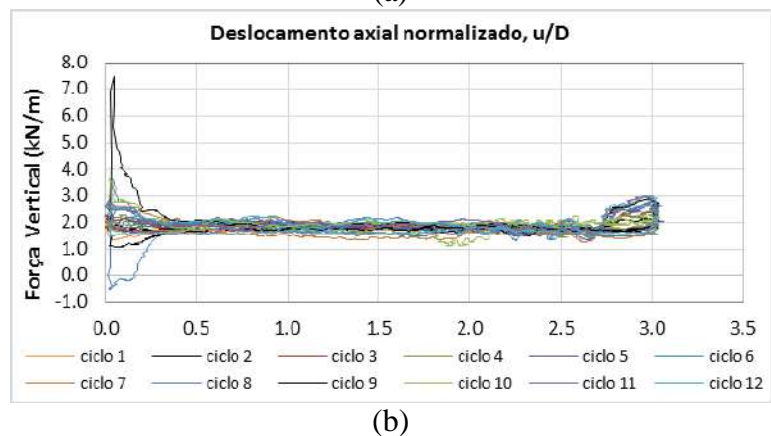


(b)

Figura A.10. Ensaio axial A10 (a) forças axiais e (b) forças verticais.

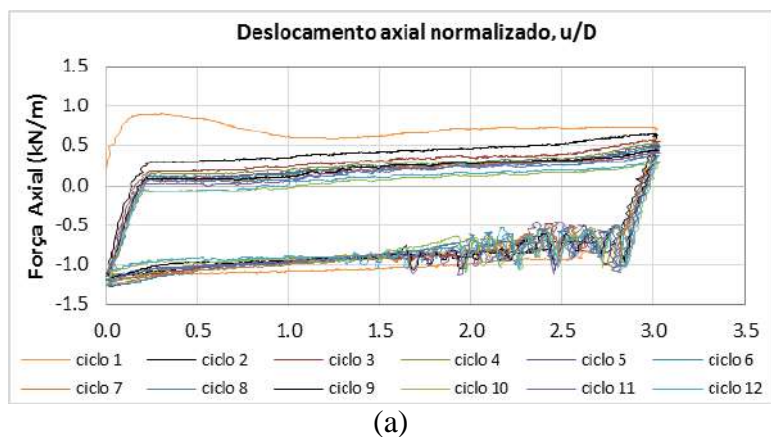


(a)

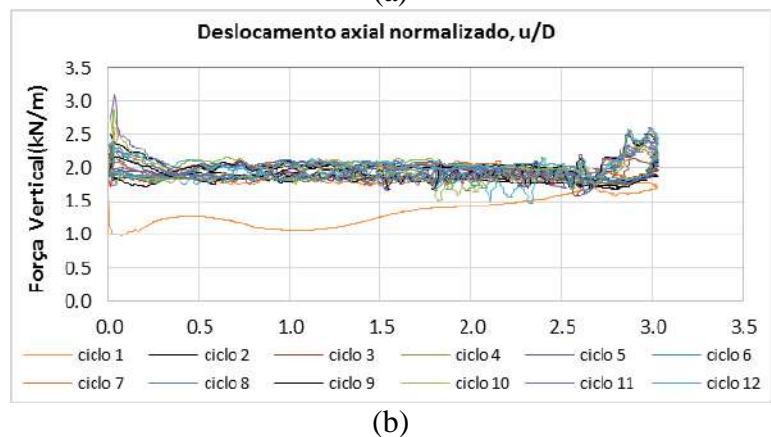


(b)

Figura A.11. Ensaio axial A11 (a) forças axiais e (b) forças verticais.



(a)



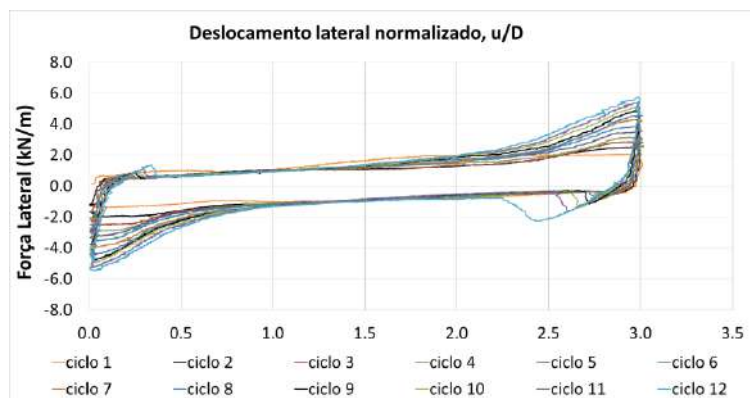
(b)

Figura A.12. Ensaio axial A12 (a) forças axiais e (b) forças verticais.

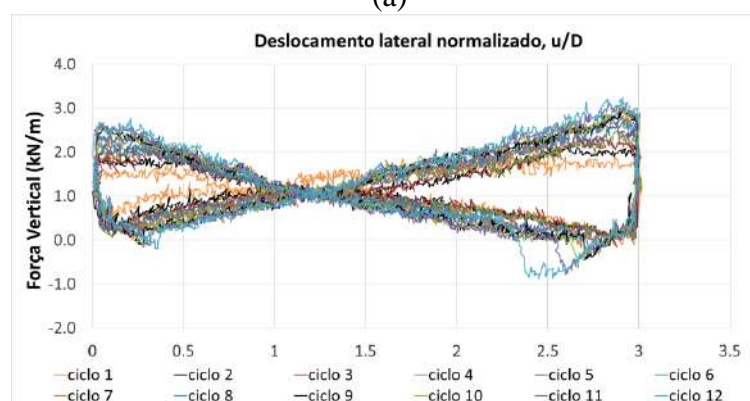
ANEXO B – Ensaios de interação lateral

Tabela B.1. Programa dos ensaios de interação lateral.

Ensaio	Perfil de Solo	Peso de duto
L1	P1	V2
L2	P1	V2
L3	P2	V2
L4	P2	V2

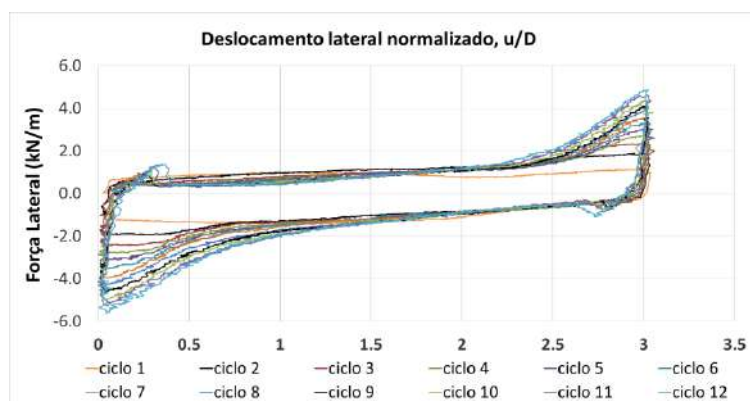


(a)

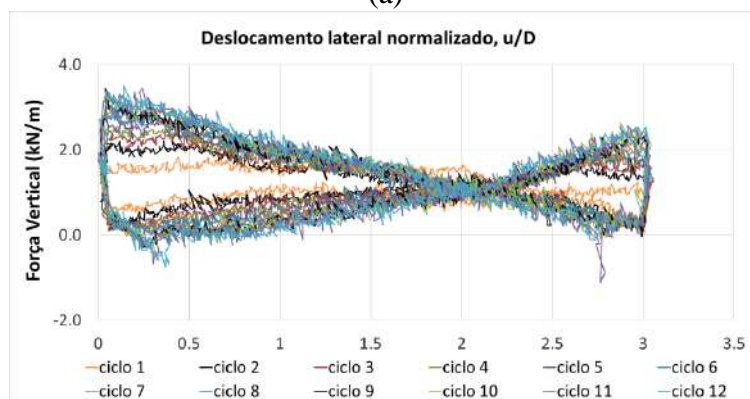


(b)

Figura B.1. Ensaio axial L1 (a) forças laterais e (b) forças verticais.

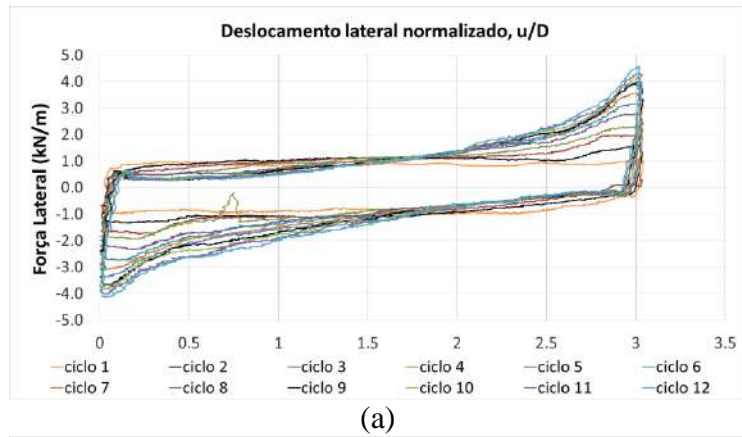


(a)

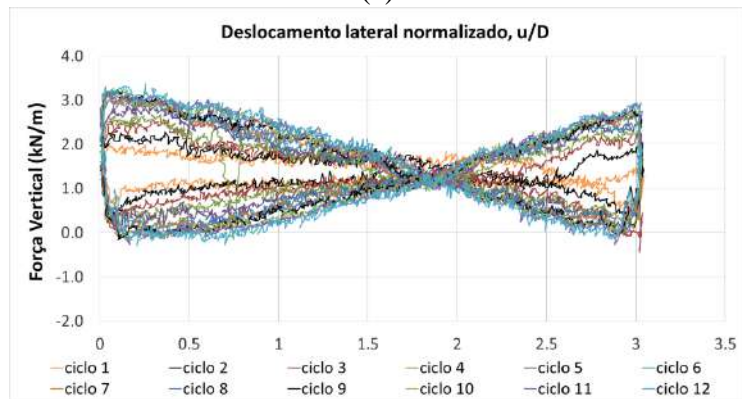


(b)

Figura B.2. Ensaio axial L2 (a) forças laterais e (b) forças verticais.

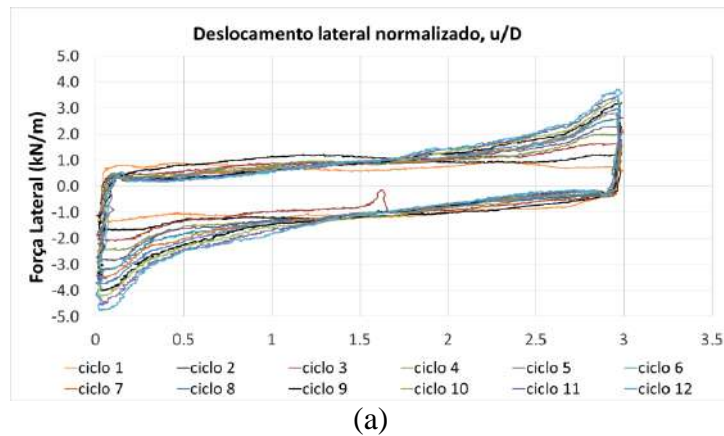


(a)

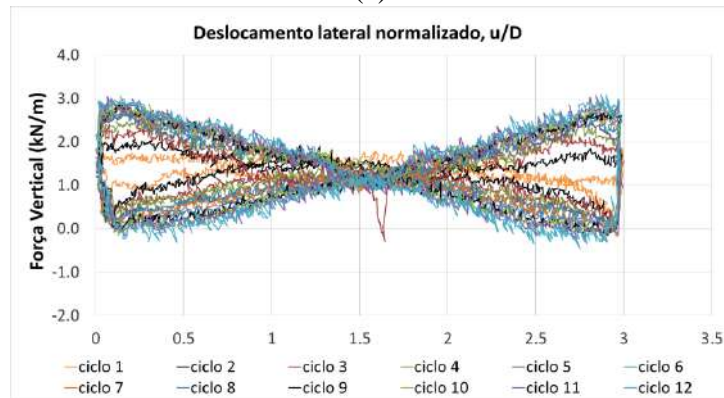


(b)

Figura B.3. Ensaio axial L3 (a) forças laterais e (b) forças verticais.



(a)



(b)

Figura B.4. Ensaio axial L4 (a) forças laterais e (b) forças verticais.

ANEXO C – Fatores de atrito axiais A/V com o deslocamento axial normalizado u/D

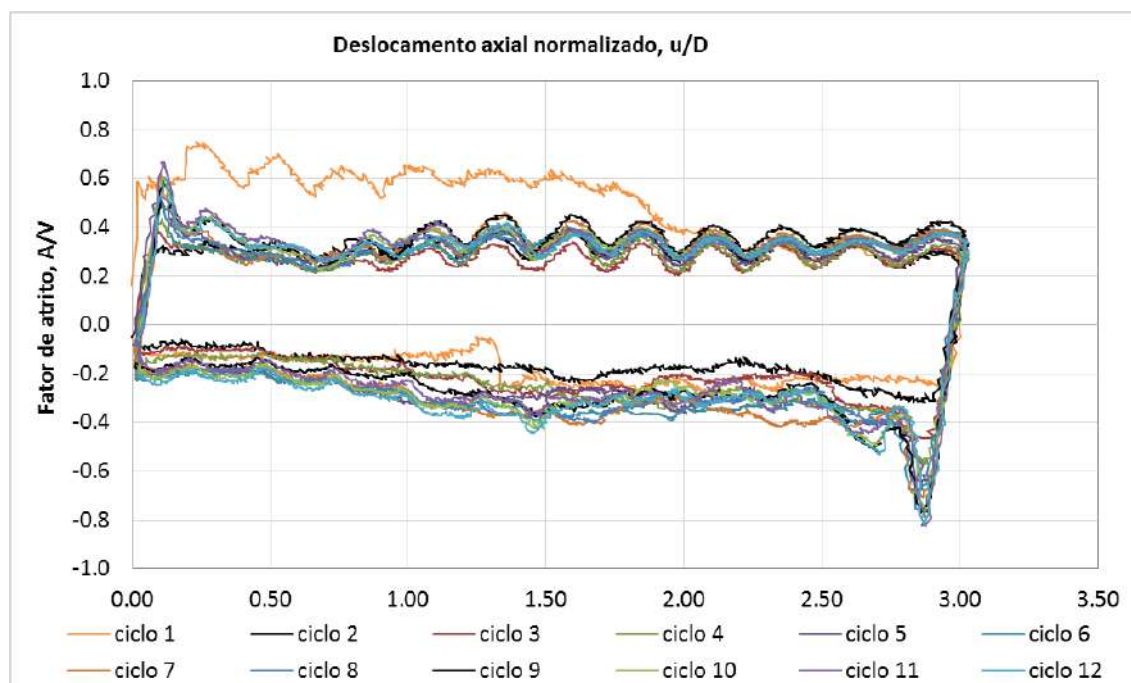


Figura C.1. Fator de atrito axial vs. Deslocamento axial normalizado (Ensaio A1).

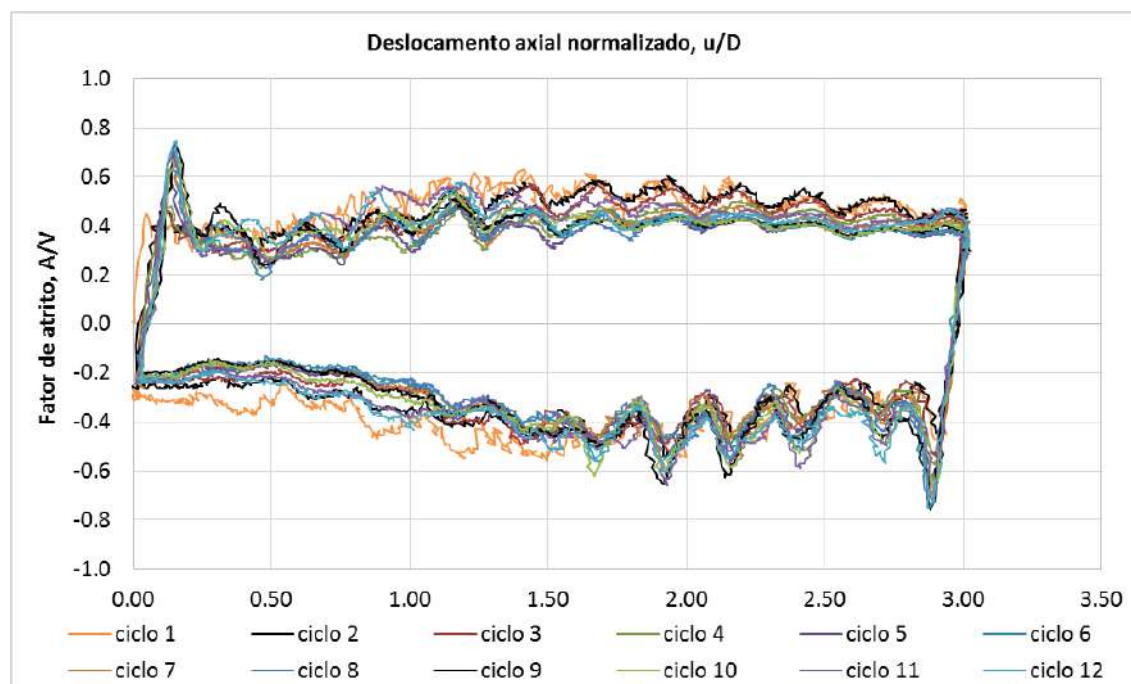


Figura C.2. Fator de atrito axial vs Deslocamento axial normalizado para (Ensaio A2).

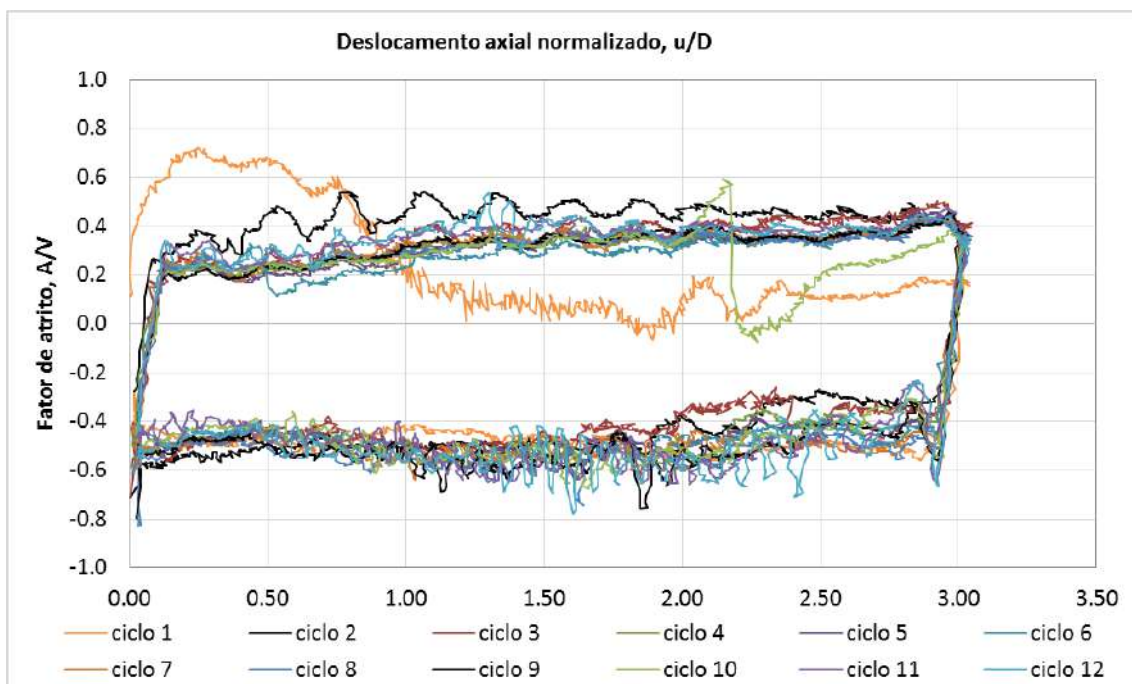


Figura C.3. Fator de atrito axial vs. Deslocamento axial normalizado (Ensaio A3).

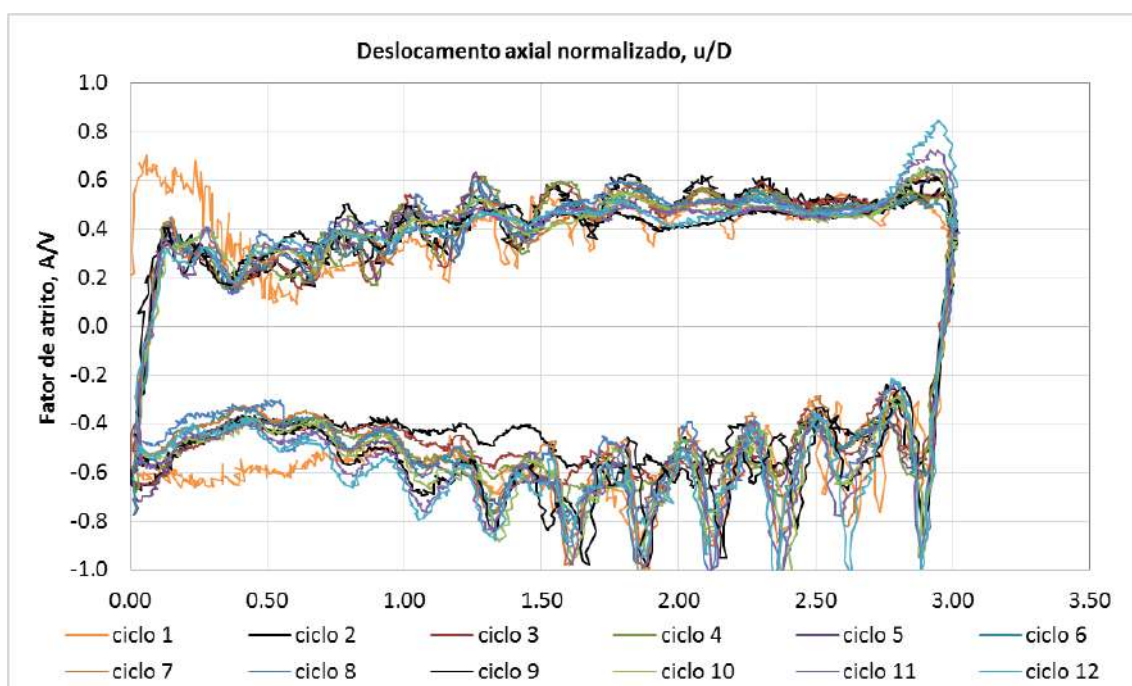


Figura C.4. Fator de atrito axial vs. Deslocamento axial normalizado (Ensaio A4).

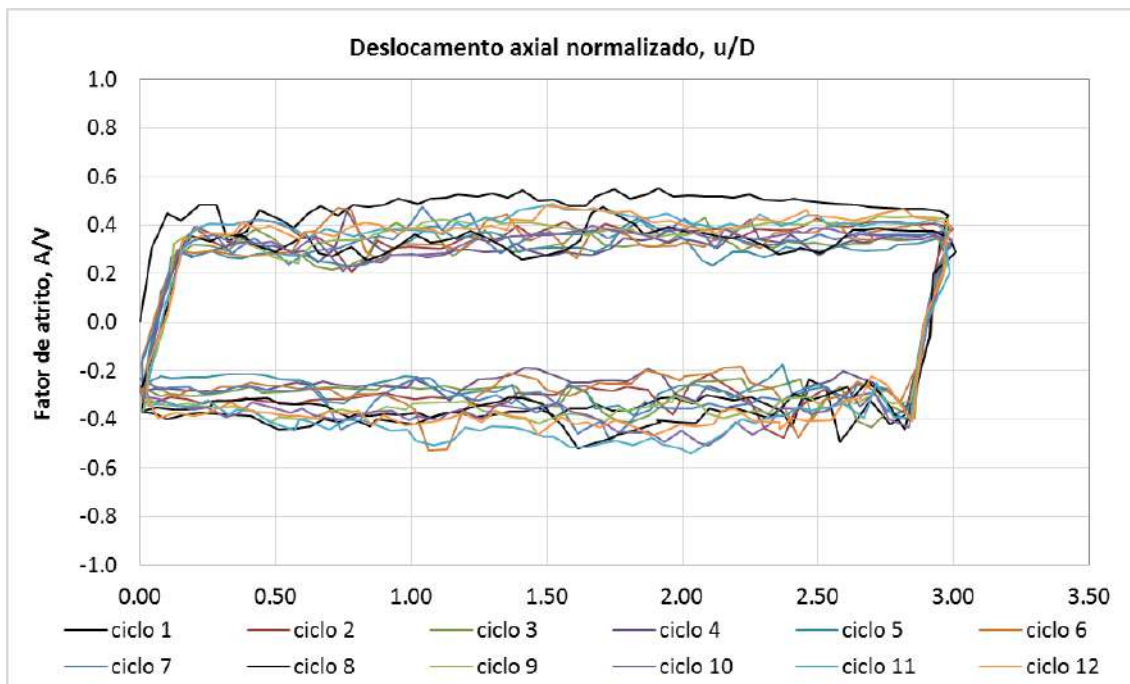


Figura C.5. Fator de atrito axial vs. Deslocamento axial normalizado - Ensaio A5.

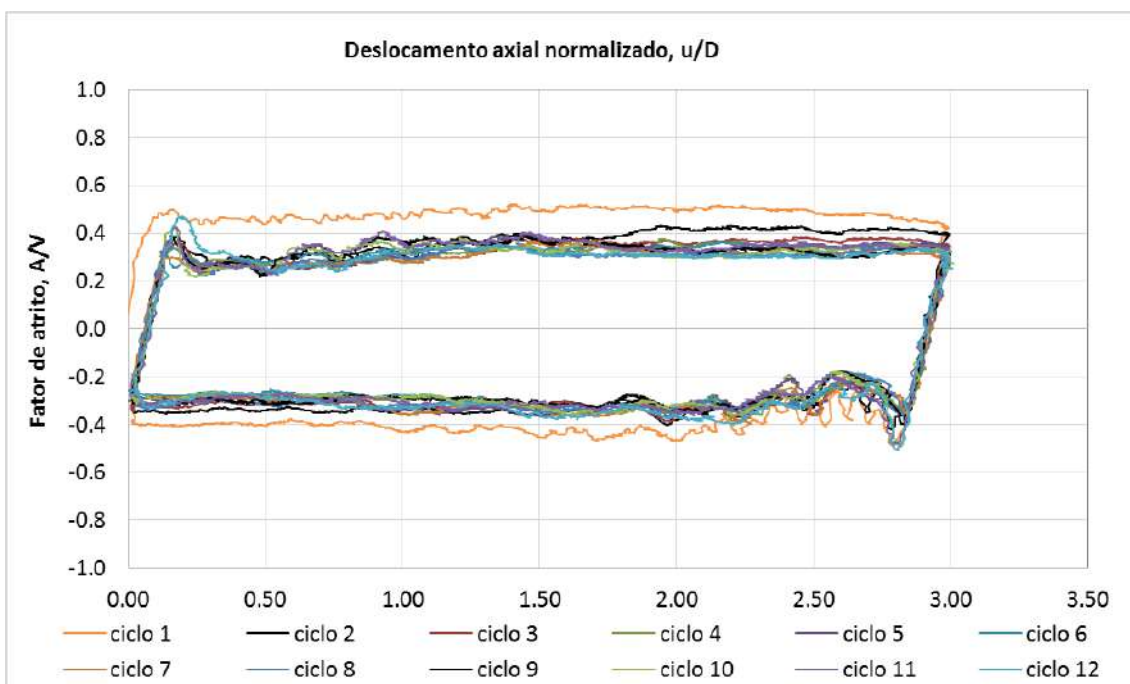


Figura C.6. Fator de atrito axial vs. Deslocamento axial normalizado - Ensaio A6.

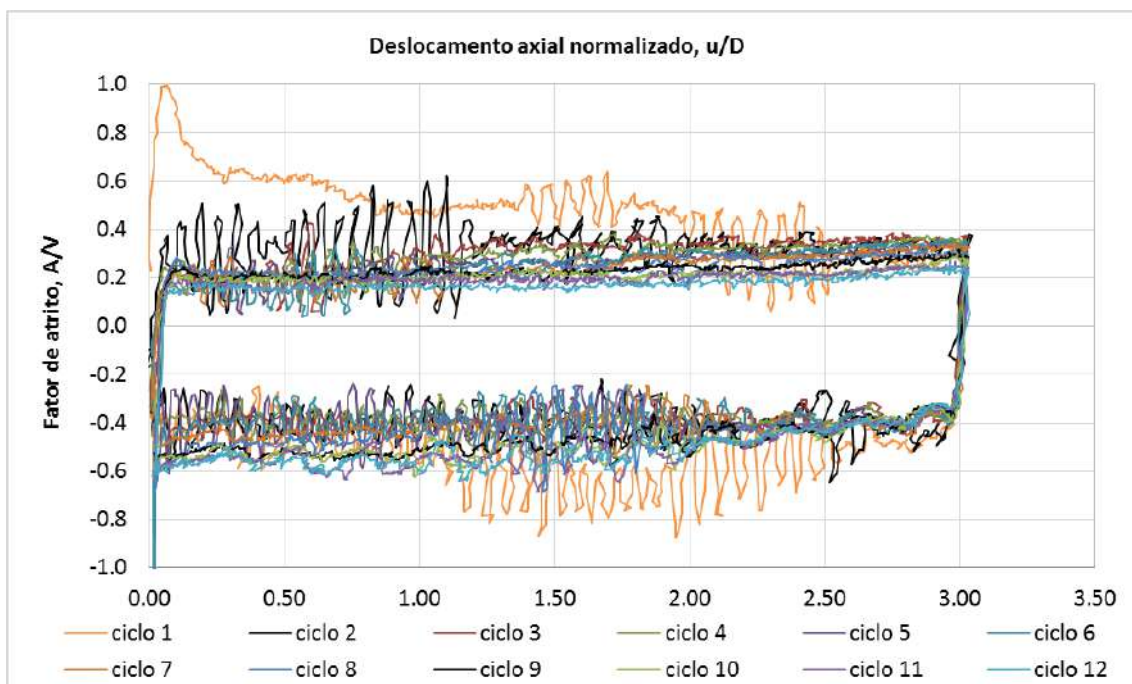


Figura C.7. Fator de atrito axial vs. Deslocamento axial normalizado - Ensaio A7.

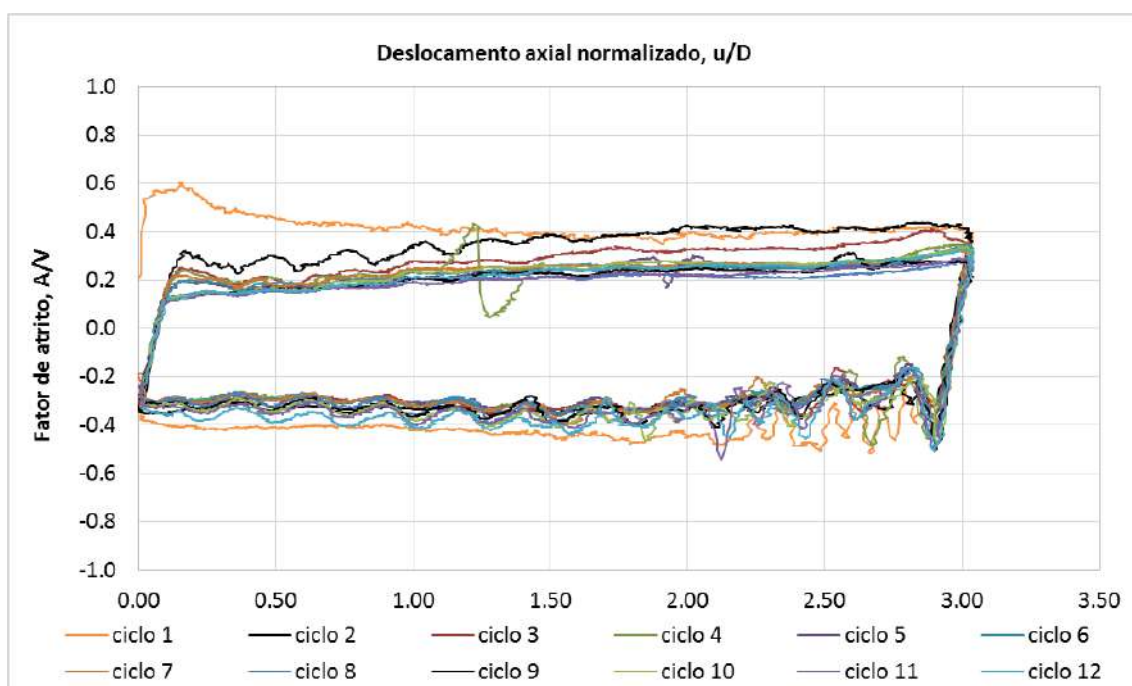


Figura C.8. Fator de atrito axial vs. Deslocamento axial normalizado - Ensaio A8.

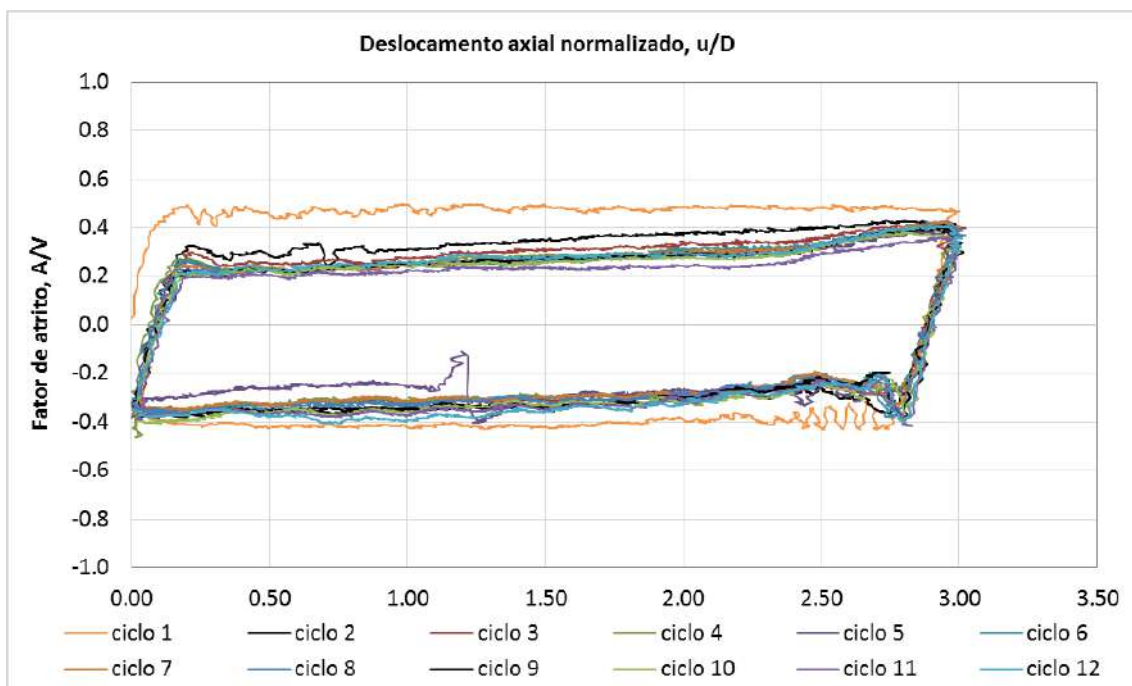


Figura C.9. Fator de atrito axial vs. Deslocamento axial normalizado - Ensaio A9.

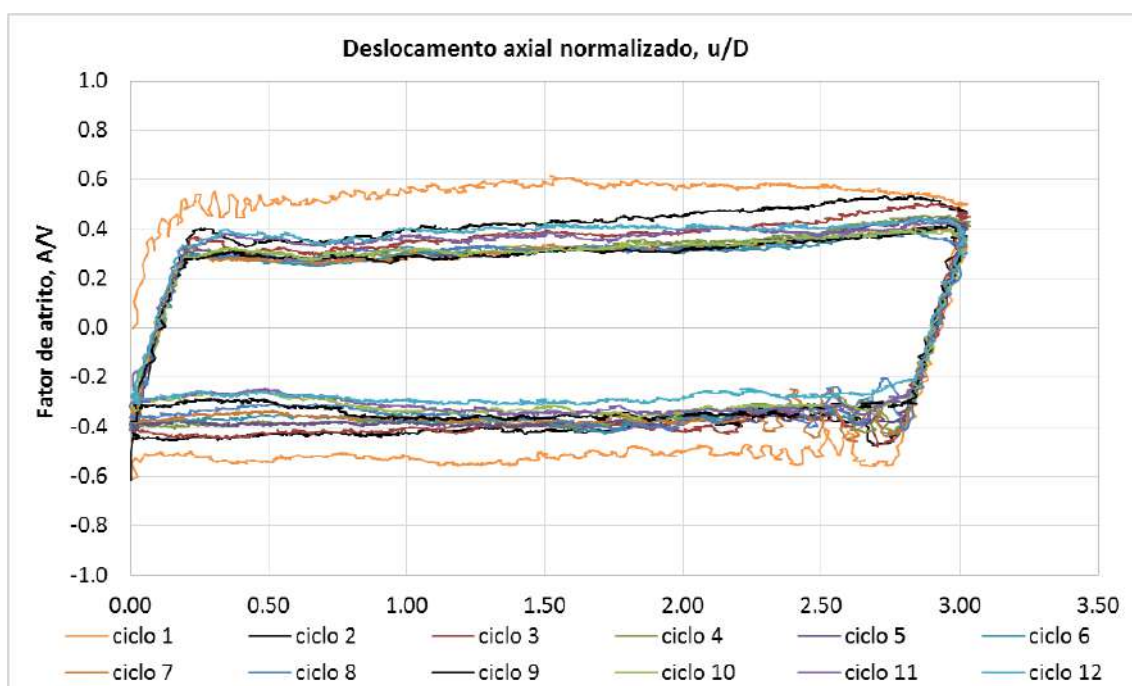


Figura C.10. Fator de atrito axial vs. Deslocamento axial normalizado - Ensaio A10.

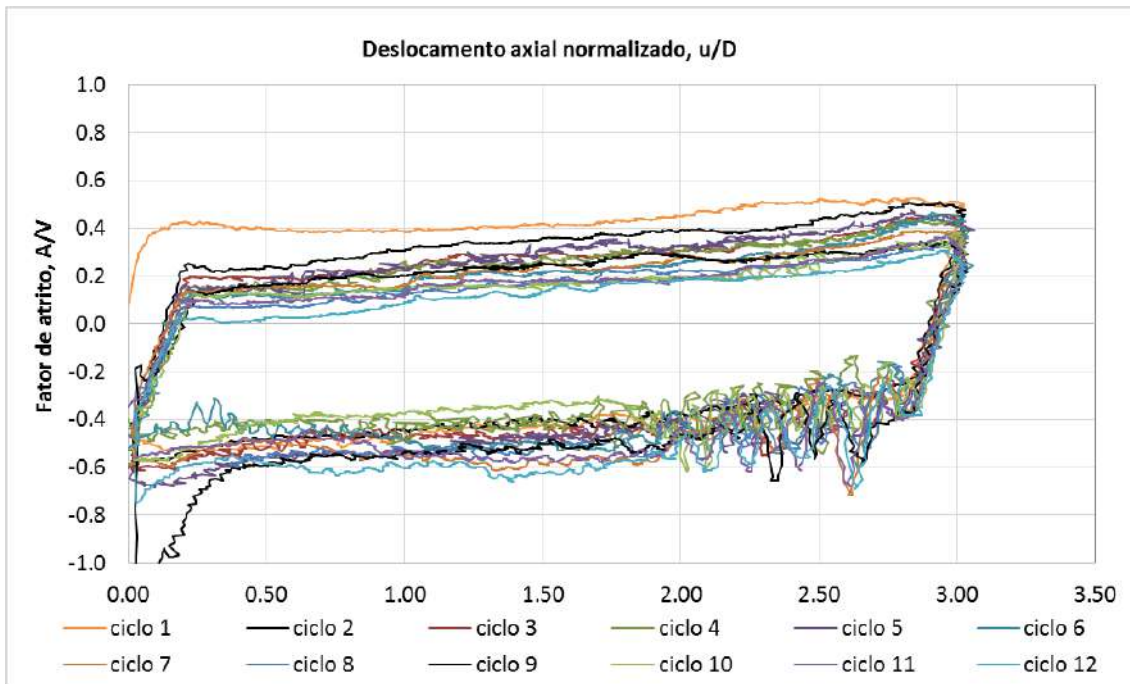


Figura C.11. Fator de atrito axial vs. Deslocamento axial normalizado - Ensaio A11.

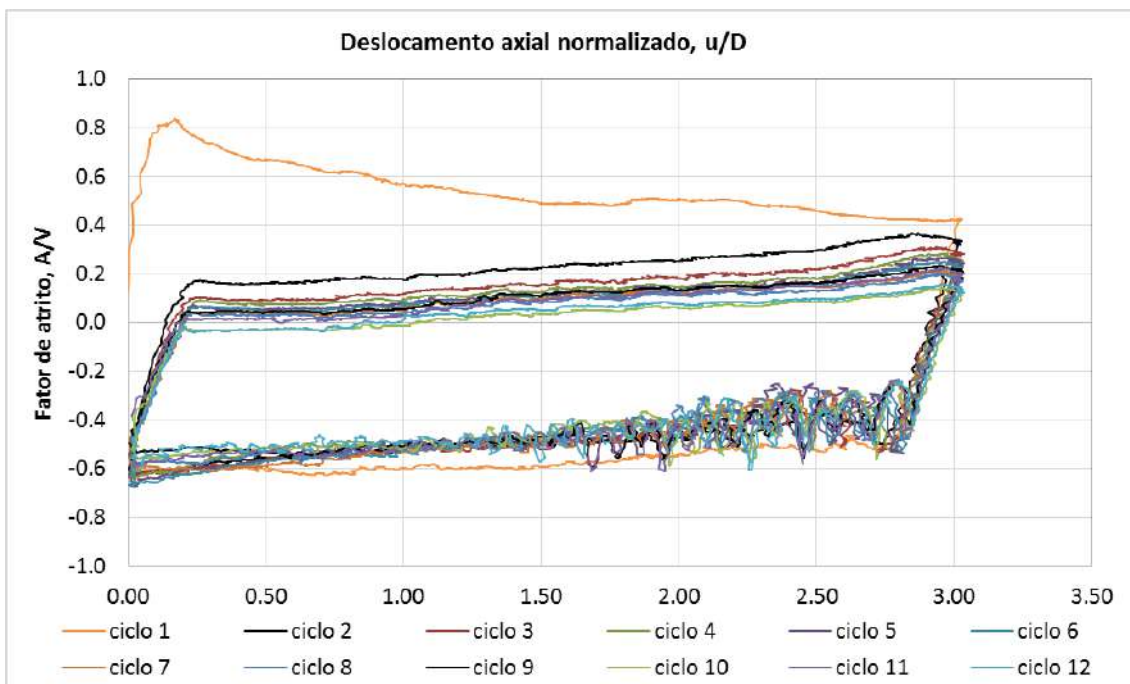
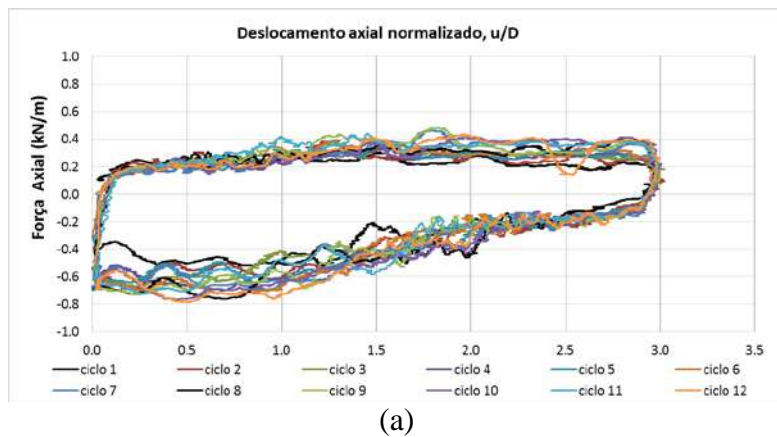


Figura C.12. Fator de atrito axial vs. Deslocamento axial normalizado - Ensaio A12.

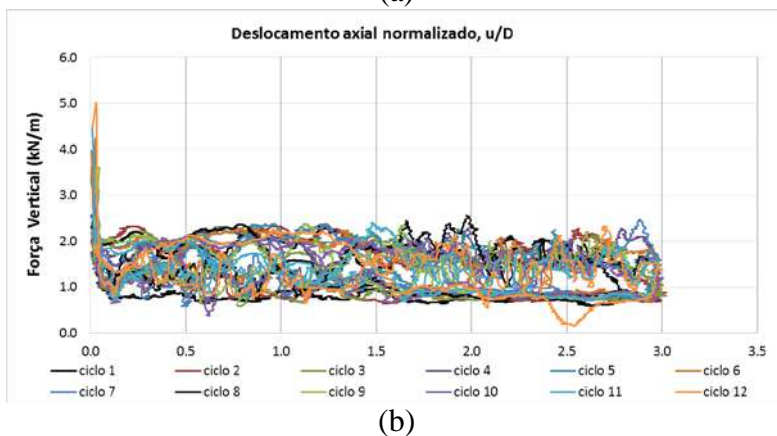
ANEXO D – Ensaios de interação axial - areia

Tabela D.1. Programa dos ensaios de interação axial em areia.

Ensaio Axial	Peso de duto
A13	V2
A14	V2
A15	V3
A16	V3
A17	V4
A18	V4

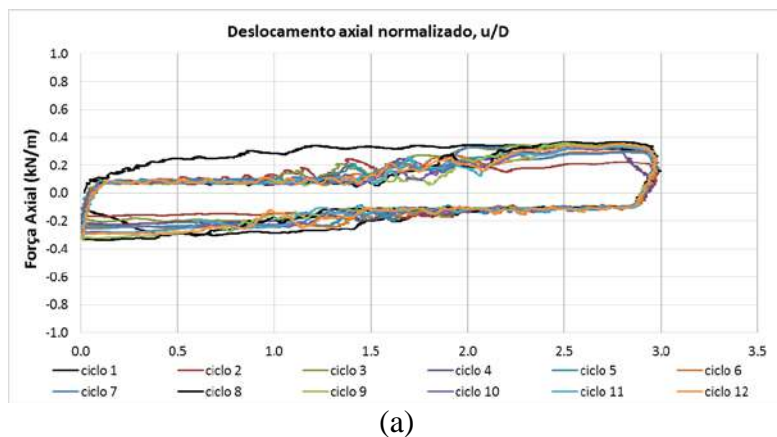


(a)

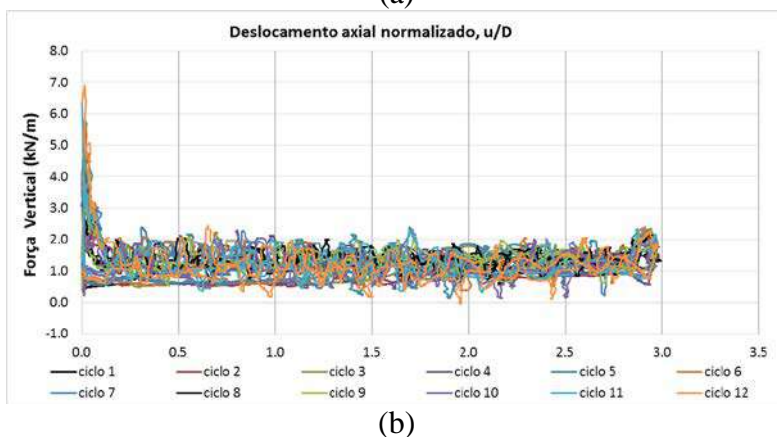


(b)

Figura D.1. Ensaio axial A13 (a) forças axiais e (b) forças verticais.



(a)



(b)

Figura D.2. Ensaio axial A14 (a) forças axiais e (b) forças verticais.

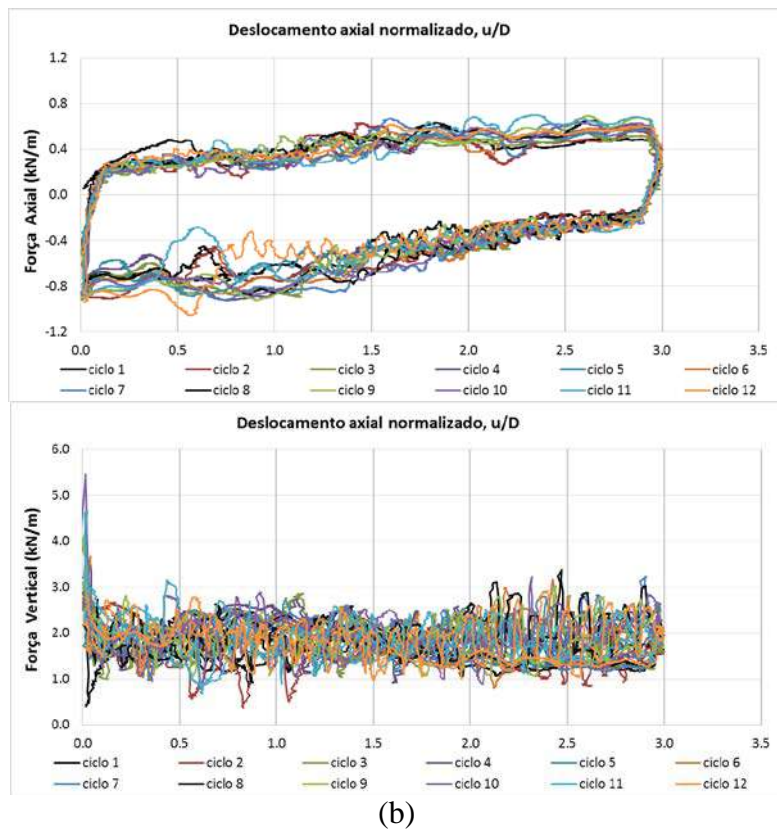


Figura D.3. Ensaio axial A15 (a) forças axiais e (b) forças verticais.

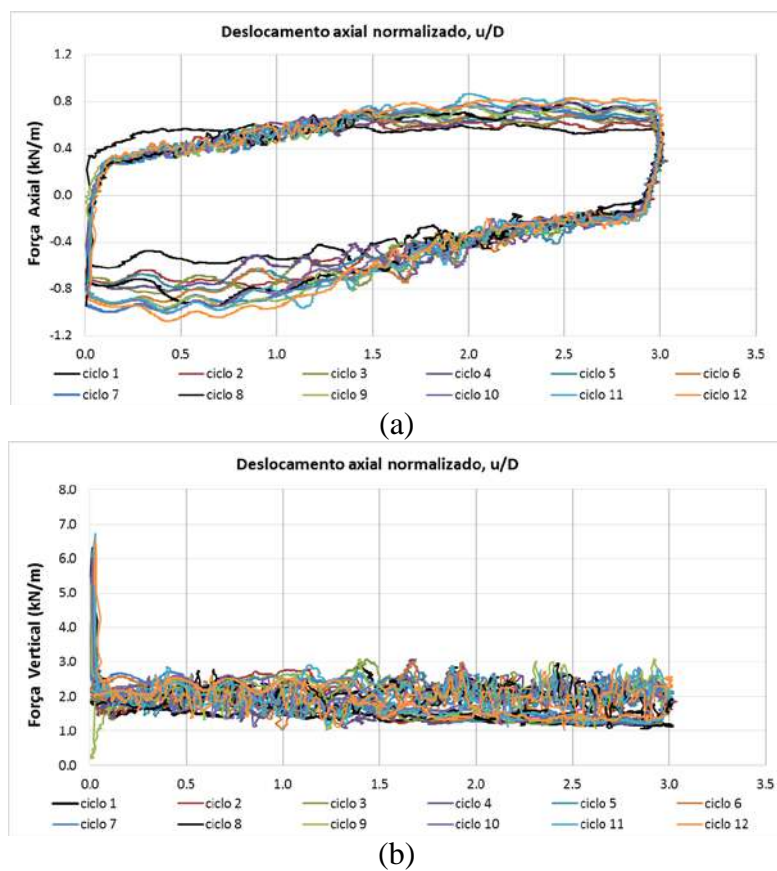
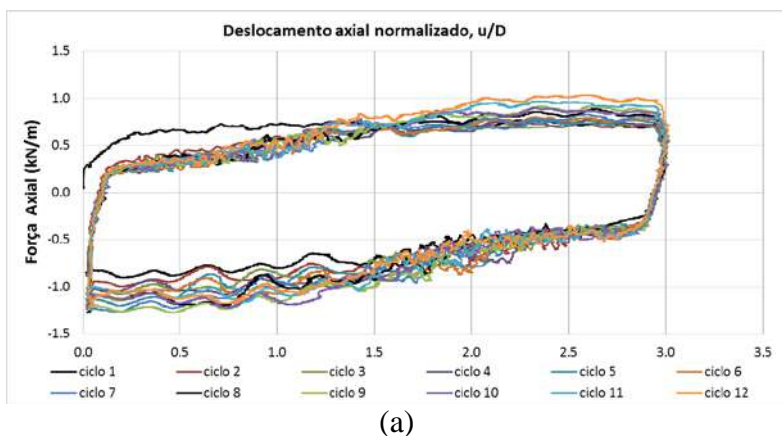
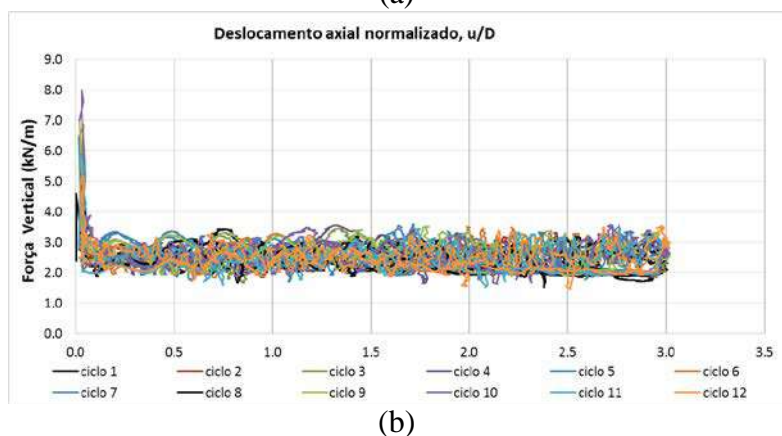


Figura D.4. Ensaio axial A16 (a) forças axiais e (b) forças verticais.

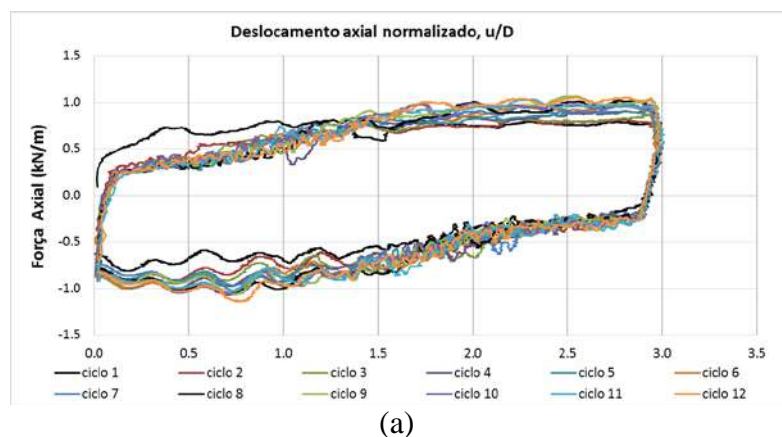


(a)

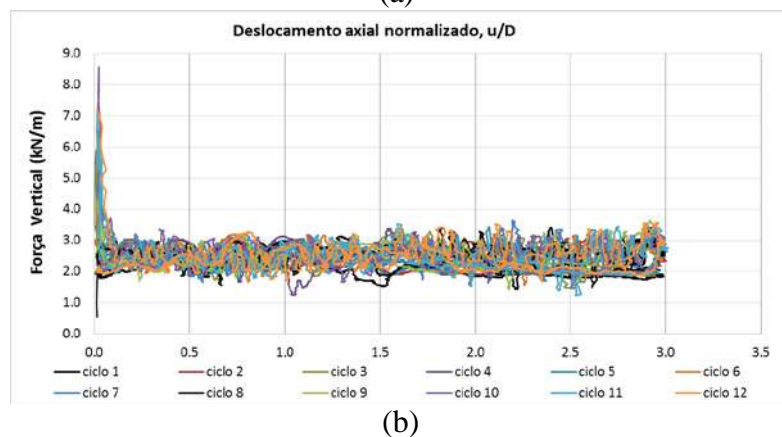


(b)

Figura D.5. Ensaio axial A17 (a) forças axiais e (b) forças verticais.



(a)



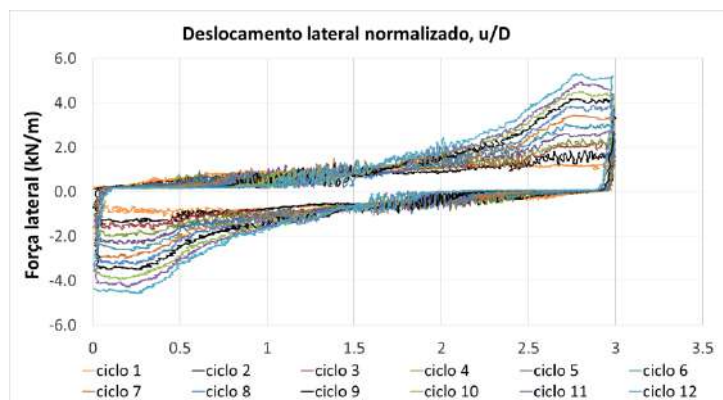
(b)

Figura D.6. Ensaio axial A18 (a) forças axiais e (b) forças verticais.

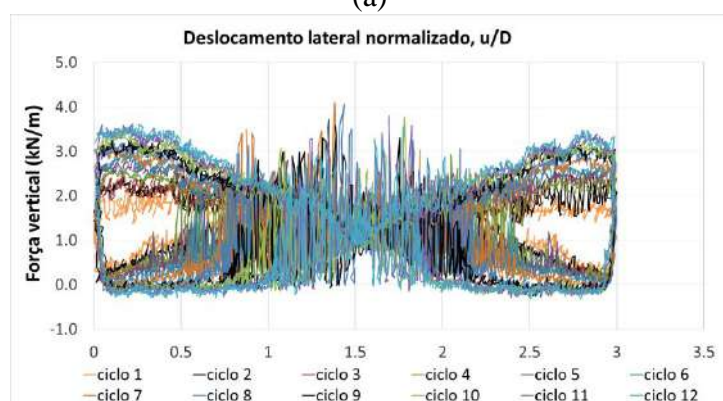
ANEXO E – Ensaios de interação lateral - areia

Tabela E.1. Programa dos ensaios de interação lateral.

Ensaio	Peso de duto
L5	V2
L6	V2

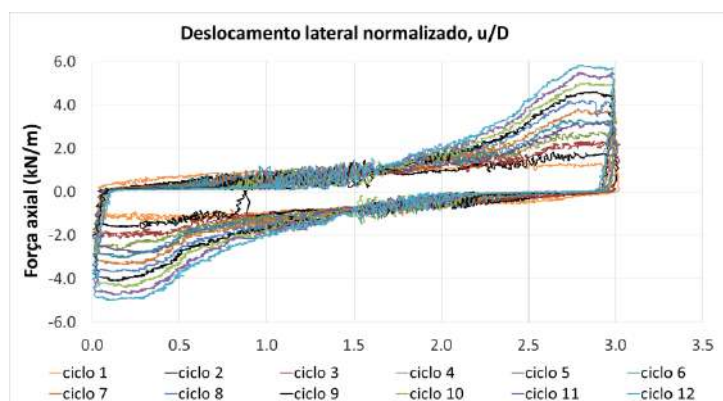


(a)

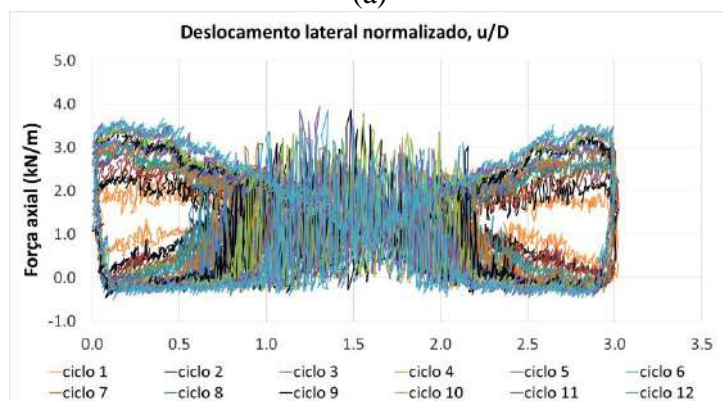


(b)

Figura E.1. Ensaio lateral L5 (a) forças laterais e (b) forças verticais.



(a)



(b)

Figura E.2. Ensaio lateral L6 (a) forças laterais e (b) forças verticais.